

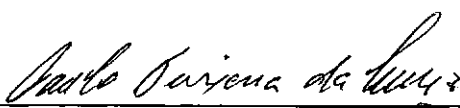
BARRAGENS DE TERRA SOBRE SOLOS "POROSOS":

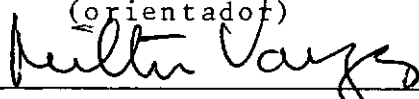
ANÁLISE DE SOLUÇÕES DE DRENAGEM NA FUNDAÇÃO

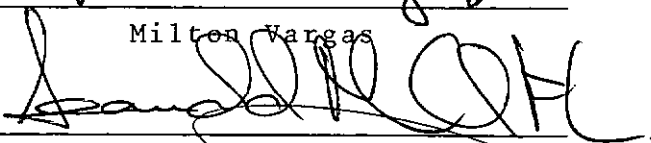
Bernardo Luiz Costas Fumió


TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS  
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO  
RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:

  
\_\_\_\_\_  
Paulo Teixeira da Cruz  
(orientador)

  
\_\_\_\_\_  
Milton Vargas

  
\_\_\_\_\_  
Leandro Moura C. Filho

  
\_\_\_\_\_  
Mauro Lucio C. Werneck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

FEVEREIRO DE 1982

FUMIÃO, BERNARDO LUIZ COSTAS

Barragens de terra sobre solos "porosos":  
análise de soluções de drenagem na funda-  
ção. Rio de Janeiro, UFRJ, COPPE, 1982.

vii, 89 p. 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc.,  
Engenharia Civil, 1982)

Tese - Universidade Federal do Rio de Ja-  
neiro. Faculdade de Engenharia.

1. Barragem de terra 2. Solo "poroso" 3.  
Percolação 4. Elementos Finitos 5. Estabili-  
dade I. COPPE/UFRJ II. Título(série)

Aos meus pais

À minha esposa e filho

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Paulo Teixeira da Cruz, pela orientação  
recebida

À Escola de Engenharia de Lins e à Fundação Pau-  
lista de Tecnologia e Educação, pela confiança em mim deposita  
tada

A quantos me incentivaram

Aos que colaboraram

RESUMO

São efetuadas simulações de fluxo estacionário, pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se uma secção homogênea típica de barragem de terra, apoiada sobre um perfil geológico onde o solo "poroso" constitui a camada superior e a transição solo-rocha uma camada de maior permeabilidade. A influência de diferentes sistemas drenantes de fundação na estabilidade do talude de jusante é estudada, considerando-se as redes de fluxo obtidas e verificando-se a estabilidade do talude de jusante.

ABSTRACT

Steady flow simulations by the Finite Elements Method are made utilizing a typical cross section of a homogeneous earth-dam resting on a geological profile with the "porous" soil as a upper layer and the transition soil-bedrock as a more pervious layer. Different types of foundation drainage systems are simulated, and its influence on the downstream slope stability is verified.

ÍNDICE

	pag.
CAPÍTULO I INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO II ORIGEM E OCORRÊNCIA DOS SOLOS "POROSOS"	
II.1 Processos de formação dos solos "porosos"	04
II.2 Perfis típicos de solos residuais	08
CAPÍTULO III CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS "POROSOS"	
III.1 Caracterização dos solos "porosos"	13
III.2 Aspectos de compressibilidade e colapsibilidade dos solos "porosos"	16
III.3 Permeabilidades médias dos solos "porosos"	19
III.4 Resistência ao cisalhamento dos solos "porosos"	21
CAPÍTULO IV SOLOS "POROSOS" COMO FUNDAÇÃO DE BARRAGENS	
IV.1 A mecânica do fluxo de água	32
IV.2 Compressibilidade da fundação em solos "porosos"	36
CAPÍTULO V SIMULAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	
V.1 O Método dos Elementos Finitos aplicado à análise de percolação em barragens de terra	46
V.2 Simulação de sistemas de drenagem em barragens sobre solos "porosos"	47

CAPÍTULO VI	INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DRENANTES NA ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE	
VI.1	Os métodos de equilíbrio limite na análise da estabilidade de taludes de barragens	68
VI.2	Estabilidade do talude de jusante	70
CAPÍTULO VII	CONCLUSÕES	76
APÊNDICE		77
BIBLIOGRAFIA		82



## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

Na Região Centro-Sul do Brasil, nos estados do Rio de Janeiro, Goiás, Minas Gerais, São Paulo e Paraná, observa-se a ocorrência peculiar de solos de coloração avermelhada e alta porosidade, os quais receberam, nos meios geotécnicos, a denominação de solos "porosos". Possuem também baixos graus de saturação e média a alta permeabilidade. Estes solos constituem sempre a camada superior e superficial dos perfis onde ocorrem e sua origem é explicada a partir de um processo de lixiviação, onde, ao longo do tempo, a infiltração das águas de chuva provoca o carreamento de determinados componentes minerais do solo,

os quais, solubilizados, são depositados em horizontes inferiores. Gradativamente, a estrutura do solo original vai-se transformando em um aglomerado de partículas e poros com dimensões variadas, de tal forma que, mesmo a olho nu, visualizam-se os poros de diferentes tamanhos. A espessura destes solos é variável, comum até 10 metros, mas pode atingir mais de 20 metros, como no caso de Brasília.

O processo de formação destes solos está diretamente ligado ao clima atuante na região, onde os verões são quentes e com alta pluviosidade, e os invernos são secos. Os solos que são submetidos a este processo, também chamado de evolução pedogênica, tanto podem ser residuais como transportados. Existem evidências de que alguns solos "porosos" se originaram a partir de solos coluvionares como, por exemplo, a existência de uma lente de cascalhos ou seixos a alguns metros de profundidade.

Em regiões próximas aos grandes rios, encontramos os solos "porosos", de origem tanto coluvionar como residual, capeando solos de alteração de rocha, bem como a própria rocha de ocorrência no local. Os perfis típicos mostram horizontes de menor grau de intemperização ao longo da profundidade e, geralmente, logo acima da rocha-mãe, encontramos uma região de maior permeabilidade. Isto acontece em função da existência, em tal região, tanto de solo residual, como de blocos de rocha não decomposta e rocha fraturada, constituindo, assim, um caminho preferencial de percolação de água, o que traz problemas em obras construídas sobre solos residuais. O apoio das ombreiras

ras de barragens de terra em tal situação é muito comum e, por ocasião do enchimento do reservatório, este horizonte mais permeável torna-se caminho fácil para a infiltração de água, gerando subpressões e saturação do solo a jusante da barragem. Esta saturação provoca alterações estruturais no solo "poroso", diminuindo a sua resistência e, conseqüentemente, alterando as condições de estabilidade do talude de jusante.

## CAPÍTULO II

### ORIGEM E OCORRÊNCIA DE SOLOS "POROSOS"

#### II.1 - Processos de formação de solos "porosos"

Em termos geomorfológicos, a Região Centro Sul do Brasil pode ser dividida em quatro áreas distintas, segundo VARGAS (1974)<sup>5 8</sup>, conforme o Desenho 01 :

Área I : é a região litorânea, de topografia montanhosa, entre os estados do Espírito Santo até Santa Catarina. O clima é úmido durante todo o ano e as precipitações estão concentradas no verão, sendo que a média anual de precipitação é maior do que 2000 mm, com precipitações intensas, che-

gando a atingir 100 mm/hora, enquanto que no mês mais seco (julho) é sempre maior do que 100 mm/mês. O solo superficial é residual de xistos, gnaisses ou granitos, com espessuras que atingem até 80 metros. A ocorrência de solos "porosos" nesta área é mínima e praticamente ausente.

Área II : caracteriza-se por um planalto cristalino chamado de "mar de morros", ocorrendo em alguns pontos dos estados de Santa Catarina, Paraná e São Paulo, onde se alarga para o interior, formando grande parte do estado de Minas Gerais. Nesse caso, o solo "poroso" aparece nas regiões mais elevadas de bacias terciárias localizadas como, por exemplo, a Bacia Sedimentar de São Paulo. É geralmente um solo de evolução pedogênica de solos sedimentares. A precipitação média anual é de 1500 mm, o clima é úmido no verão e seco no inverno, quando a média de precipitação é menor do que 50 mm.

Área III : encontra-se localizada no interior dos estados da região analisada, onde a topografia é suavemente ondulada. Nesta área, ocorrem rochas sedimentares, constituídas de arenito, em sua maior parte, e derrames de rocha basáltica. A precipitação média anual é de 1300 mm, sendo que nos meses mais secos é sempre menor do que 50 mm/mês. Nesta área, há uma separação nítida entre os invernos secos e os verões chuvosos, e é nela que temos a maior ocorrência de solos "porosos", em extensão e profundidade, na forma de camadas superiores de solos residuais ou coluviais de arenito ou basalto.

Área IV : esta área se inicia nas proximidades do

limite noroeste da área anterior. Nela, os invernos são secos (menos do que 50 mm no mês mais seco), mas as precipitações são altas (mais do que 1500 mm/ano). Nesta área ocorrem também as lateritas, na forma de um cascalho ferruginoso, em camadas superficiais e também abaixo das camadas de solo "poroso".

A interligação dos fatores climáticos com as áreas de ocorrência dos solos em questão pode ser visualizada nas linhas tracejadas do Desenho 01. A linha inferior corresponde a 50 mm de precipitação durante o mês mais seco (julho); a linha superior corresponde à isoietas de 1500 mm de precipitação anual. Os invernos secos ocorrem ao norte e a oeste da linha de 50 mm, correspondendo aproximadamente à região onde ocorre o solo "poroso". Ao sul e a leste desta mesma linha, as ocorrências são poucas. Ao norte e a oeste da linha de 1500 mm está a região onde ocorrem as chamadas lateritas.

A laterização é um processo pedológico característico dos climas quentes e úmidos onde o subsolo é bem drenado. Os materiais resultantes deste processo (solos laterizados) são ricos em óxidos hidratados de ferro e alumínio e a caulinita é o argilo-mineral predominante. Esta riqueza em óxidos de ferro impõe as mesmas colorações típicas: vermelho, amarelo, marrom e alaranjado.

A principal característica do processo de laterização é a solubilização e perda da sílica coloidal do material de origem, concomitantemente com o aumento da porcentagem de sesquióxidos de ferro e alumínio. As condições necessárias pa-

ra a formação das lateritas são:

- clima tropical sujeito à alternância de estações secas e estações úmidas;
- topografia de planalto ou de superfície ligeiramente inclinada que não esteja sujeita a erosão mecânica apreciável;
- a composição química e mineralógica do material de origem deve fornecer os constituintes lateríticos (alumina e óxido de ferro);
- a textura do material de origem deve ser suficientemente porosa para a entrada das águas.

O grau de laterização de um solo pode ser avaliado pela relação sílica/sesquióxidos da fração coloidal. Segundo MEDINA (1970)<sup>36</sup>:

$$K_r = \frac{\frac{\%SiO_2}{60}}{\frac{\%Al_2O_3}{103} + \frac{\%Fe_2O_3}{160}}$$

onde cada porcentagem ponderal é dividida pelo peso molecular do óxido.

Em relação aos valores de  $K_r$ , os solos resultantes de um processo de laterização podem ser classificados em:

- solos de laterita:  $K_r \leq 1,33$
- solos lateríticos:  $1,33 < K_r \leq 2,0$
- solos não lateríticos:  $K_r > 2,0$

O Quadro 01 mostra alguns valores do índice  $K_r$  para solos da Região Centro-Sul, VARGAS (1974)<sup>58</sup>. Pela classificação acima, podemos observar que, praticamente, todos os solos das regiões analisadas são de laterita ou lateríticos, isto é, sofreram um processo de laterização em maior ou menor grau.

As lateritas verdadeiras têm uma estrutura nodular, enquanto que os solos lateríticos exibem somente uma cimentação e coloração típicas. O termo "semilaterita" pode também ser aplicado aos solos das regiões subtropicais e quentes, os quais são parcialmente cimentados e têm somente uma quantidade limitada da relação sílica-sesquióxidos.

## II.2 - Perfis geotécnicos típicos de solos residuais

Existem diferentes classificações geotécnicas dos perfis típicos de solos residuais, as quais diferem basicamente na denominação e caracterização das diversas subcamadas que podem ser identificadas em função da profundidade e do grau de intemperização da rocha. Dentre estas classificações, podemos citar LITTLE (1969)<sup>31</sup>, DEERE e PATTON (1971)<sup>20</sup> e MELLO (1974)<sup>37</sup>. Alguns perfis típicos onde ocorrem solos "porosos" são apresentados por VARGAS (1974)<sup>58</sup>, nos quais são identifica



dos os seguintes horizontes pedológicos (Desenho 02):

Horizonte I : é a região superior do perfil, de coloração vermelha, marrom ou amarela e de granulometria arenosa ou argilosa. Esta zona é geralmente constituída de solo "poroso", identificado como um solo que apresenta uma estrutura macroporosa, com vazios visíveis a olho nu, baixa densidade, umidade natural igual ou menor que o limite de plasticidade, o que dá ao solo uma alta compressibilidade e uma característica de colapsibilidade, isto é, recalques súbitos devidos à saturação, quando o solo está submetido a um carregamento.

Horizonte II : é uma zona que apresenta um solo mais endurecido, de coloração avermelhada, marrom ou amarelada, podendo ser tanto argiloso como areno-argiloso. Este enrijecimento da camada pode ser explicado como proveniente da precipitação de colóides, originada da lixiviação da camada I, de tal forma que, em alguns casos, concreções limoníticas e até lateritas podem ocorrer.

Horizonte III : é o chamado "saprolito", isto é, uma zona onde a rocha está totalmente intemperizada; no entanto, o solo resultante mantém a sua estrutura reliquiar.

Horizonte IV : neste horizonte ocorrem: rocha decomposta, matacões e pedaços de rocha praticamente sã, com solo residual preenchendo os vazios, contatos e fissuras.

Horizonte V : é a própria rocha sã ou fissurada.

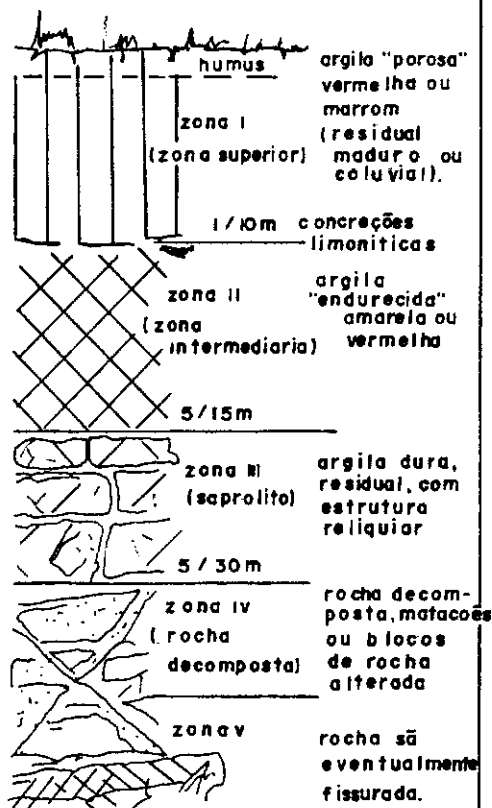
Segundo LITTLE (1969)<sup>31</sup>, o horizonte IV apresenta freqüentemente maior permeabilidade do que as zonas adjacentes. SILVEIRA, ÁVILA e MACEDO (1978)<sup>49</sup>, descrevem este horizonto

te para o caso típico da barragem de Água Vermelha, da CESP, no Rio Grande. Ali era constituído de blocos imbricados de basalto, envolvidos por solo residual, apresentando fraturas e mostrando-se extremamente permeável, com valores do coeficiente de permeabilidade em torno de  $10^{-3}$  cm/s e valores localizados de até  $10^{-1}$  cm/s, constituindo-se, portanto, num horizonte extremamente crítico sob o aspecto do controle de percolação e de subpressões.

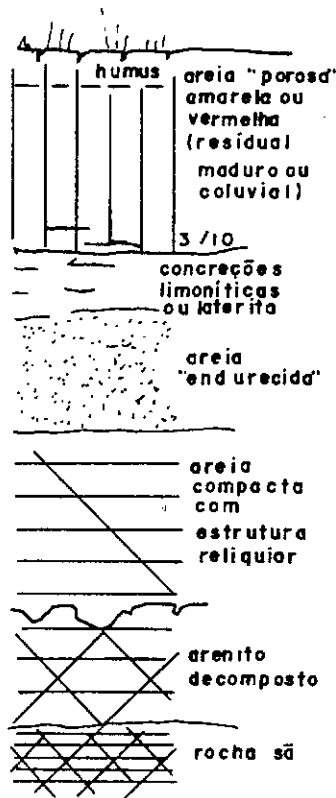
REGIÃO GEOMORFOLÓGICA	SOLO	ROCHA DE ORIGEM	$K_r$
II	argila vermelha "porosa"	argila terciária	1,42
	argila arenosa vermelha	gnaisse	1,62
	argila riça	argilito	1,62
	saprolito de xisto	xisto	1,47
III	areia "porosa"	arenito	0,82
	argila vermelha "porosa"	basalto	0,88

(VARGAS, 1974)

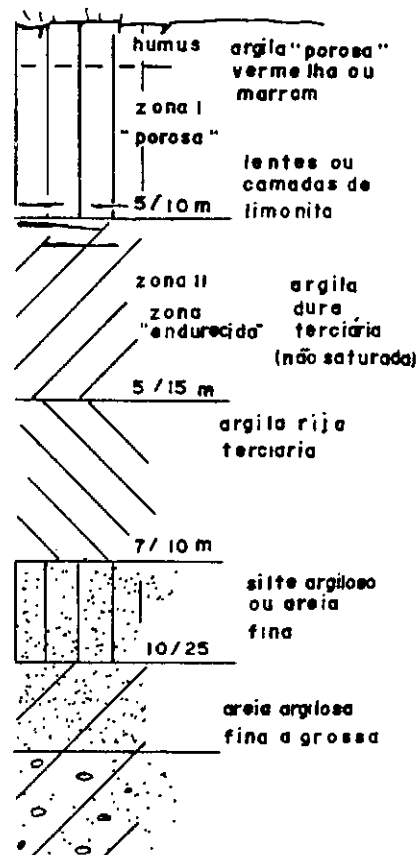




rochas basálticas



rochas sedimentares (arenito)



argilas e areias terciárias

desenho 02

perfis típicos onde ocorrem solos "porosos" (VARGAS, 1974)

### CAPÍTULO III

#### CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS "POROSOS"

##### III.1 - Caracterização dos solos "porosos"

Os solos "porosos" formados a partir dos solos residuais de arenito constituem solos areno-argilosos, com porcentagens de fração areia da ordem de 70 a 90% e de fração argila da ordem de 10 a 30%. Os grãos arenosos são de uma granulometria bastante uniforme, caracterizando um processo seletivo de transporte, como é o caso dos arenitos eólicos da Formação Botucatu. Dessa forma, a ocorrência destes solos arenosos está associada obrigatoriamente a áreas de ocorrência de formações geológicas constituídas predominantemente de rochas se-

dimentares. No Estado de São Paulo, estas ocorrências mais importantes correspondem às Formações Bauru e Botucatu.

Estes mesmos solos são utilizados como material para a construção de bases e sub-bases compactadas de pavimentos e são denominados nos meios rodoviários de "solos arenosos finos", NOGAMI, UTIYAMA, CORREA e VILIBOR (1977)<sup>43</sup>.

Na Bacia Sedimentar de São Paulo, ocorrem as denominadas "argilas porosas vermelhas", nas regiões mais elevadas e encostas, cujas características geotécnicas foram estudadas por MASSAD (1974)<sup>38</sup>. A sua origem está fixada ao Terciário, através da sedimentação em águas paradas e profundas, depois do que teriam sofrido fenômenos de erosão e lixiviação.

No Desenho 03, temos as faixas granulométricas típicas para os solos "porosos", observando-se que, nos solos residuais de basalto também ocorrem camadas superiores de argila porosa, e que estes solos apresentam uma granulometria intermediária entre as citadas anteriormente.

Em termos de plasticidade, verifica-se que os pontos tendem a cair acima da chamada linha A de Casagrande, para valores do limite de liquidez menor do que 50%, e abaixo desta linha para valores maiores do que 50% (Desenho 04). Nos solos residuais de arenito a fração argila é bastante ativa, já que a sua porcentagem é geralmente menor do que 30% conforme o Quadro 02.

Prof.	Descrição do solo	LL(%)	IP(%)	%<2 $\mu$	A <sub>c</sub>	e	n	S(%)
5,0 m	areia "porosa" residual de arenito glacial, Rio das Pedras	44	12	10	1,2	1,0	0,5	67
4,0 m	areia "porosa" residual de arenito, Getulina	16	8	18	0,78	0,78	0,44	51
2,0 m	areia "porosa" residual de arenito, Lins	23	13	22	0,60	0,74	0,43	41
2,0 m	argila "porosa" vermelha, Paraizo, São Paulo	89	47	61	0,77	1,85	0,65	62
3,5 m	argila arenosa "porosa", coluvial, Ilha Solteira	43	20	55	0,36	1,37	0,58	64
*	solo residual de basalto, São Simão	*	*	*	*	1,80	0,65	40
*	argila siltosa vermelha, "porosa", Três Marias	42	19	*	*	1,30	0,57	40

\* = dados não disponíveis

Neste quadro, percebem-se os baixos graus de saturação e elevados índices de vazios e porosidades destes solos. Obviamente, estas ocorrências estão sempre relacionadas às cotas topográficas mais elevadas do local, onde o nível do lençol freático situa-se a grande profundidade.

### III.2 - Aspectos de compressibilidade e colapsibilidade dos solos "porosos"

#### - Compressibilidade

A elevada porosidade dos solos "porosos" confere-lhes uma alta compressibilidade, com índices de compressão variando de 0,3 a 0,6. Esta porosidade é devida à existência de micro e macro-poros nos solos, provavelmente por causa do processo de lixiviação que carrou parte dos componentes minerais do solo original, resultando uma estrutura aberta.

Nos solos porosos de arenito, os grãos de areia estão dispostos de tal forma que a ligação entre eles é feita por um material fino, geralmente argila. Estes solos, quando remoldados, apresentam plasticidade, provocada pela alta atividade da fração argila.

Nas argilas "porosas", os vazios (macro-poros) são formados por espaços existentes entre aglomerados de partículas, "clusters", segundo a definição de OLSEN (1962)<sup>44</sup>, conforme demonstrado por WOLLE (1974)<sup>63</sup>, que analisou amostra de argila "porosa" vermelha de São Paulo no microscópio eletrônico de varredura ("scanning").



- Colapsibilidade

A saturação do solo, provoca, com o acréscimo das pressões neutras, uma diminuição das tensões efetivas, o que implica em se dizer que qualquer solo apresenta alterações quando saturado.

Denomina-se solo colapsível, ou de estrutura colapsível aquele que apresenta uma diminuição do índice de vazios, quando saturado, num determinado nível de carregamento. Esta diminuição é rápida, se comparada com os tempos necessários para o desenvolvimento dos recalques por adensamento, e não se faz com perda de água, mas com aumento porcentual do volume de água nos vazios e aumento do grau de saturação do solo.

Segundo DUDLEY (1970)<sup>19</sup>, existem dois requisitos básicos para que o solo seja colapsível:

- o índice de vazios deve ser alto;
- o grau de saturação deve ser baixo.

Segundo o mesmo autor, as causas do fenômeno podem ser explicadas pelos seguintes motivos:

- quebra pela saturação dos meniscos capilares que existem nos solos parcialmente saturados;

- diminuição da concentração iônica nas partículas argilosas lamelares existentes nos contatos entre os grãos maiores do solo, provocando uma maior força de repulsão e, consequentemente, quebrando o efeito de "cimentação". Estes então se rearranjam sob o efeito do carregamento aplicado, o que provoca uma diminuição do índice de vazios do solo.

Não se sabe, entretanto, qual dos dois mecanismos citados contribui em maior ou menor proporção para o fenômeno do colapso estrutural. Segundo o mesmo autor, é provável que as tensões capilares constituam o principal fator da resistência temporária destes solos.

A quantificação dos recalques por colapso tem sido realizada através de ensaios de adensamento oedométrico, conforme proposto por JENNINGS e KNIGHT (1957)<sup>28</sup>, que executaram ensaios sobre um solo na sua condição natural e sobre o mesmo solo, mas saturado antes do início do ensaio (Desenho 05).

VARGAS (1972)<sup>56</sup>, apresenta resultados de quatro ensaios oedométricos (Desenho 06) sobre argila "porosa" terciária, o primeiro executado sobre o solo natural e os demais executados com saturação, a qual era realizada em diferentes estágios de carga para cada ensaio. Segundo o autor, existirá um valor máximo de pressão a partir do qual a saturação do solo não mais produzirá colapso, ou seja, os efeitos de colapso serão tanto menores quanto maiores forem as cargas previamente aplicadas antes da saturação, até que, após um certo valor da carga aplicada, não há mais colapso. Citando resultados de ensaios sobre solos "porosos" da fundação da barragem de Ilha Solteira, derivados de solo residual de basalto, o autor mostra que, a partir da pressão normal de  $8,0 \text{ Kgf/cm}^2$ , já não se verifica colapso por saturação.

Em Três Marias, conforme QUEIROZ (1960)<sup>45</sup>, citan-

do resultados de ensaios sobre argilas "porosas" vermelhas, da fundação da barragem de terra, o máximo efeito da saturação se dava para a pressão aplicada de  $0,5 \text{ Kgf/cm}^2$ , decrescendo até se anular para  $5,5 \text{ Kgf/cm}^2$ .

Segundo COZZOLINO e CHIOSSI (1969)<sup>10</sup>, a partir de  $2,0 \text{ Kgf/cm}^2$ , a saturação não mais provoca recalques adicionais nas argilas "porosas" vermelhas de São Paulo.

### III.3 - Permeabilidades médias dos solos "porosos"

As permeabilidades são elevadas, variando na faixa de  $10^{-3} \text{ cm/s}$  a  $10^{-4} \text{ cm/s}$ , para os solos analisados.

Os dados existentes e publicados para os solos "porosos" em geral são extremamente escassos, resumindo-se, na maioria das vezes, a uma referência de "alta permeabilidade", sem apresentação de valores.

VARGAS (1972)<sup>55</sup>, em sua intervenção, cita os casos das Barragens de Limoeiro, Euclides da Cunha e Graminha, onde foram projetados "cut-offs", porque os perfis geológicos mostravam uma camada superficial de solo "poroso". Segundo o autor, o perigo de "piping" estava limitado a esta camada de solos extremamente permeáveis.

VIOTTI (1975)<sup>61</sup>, cita a permeabilidade de  $10^{-3} \text{ cm/s}$  para o solo "poroso" existente no local da barragem de São Simão e menciona a construção de um tapete impermeabilizan-

Ensaaios de permeabilidade a carga variável executados sobre amostras do solo "poroso" derivado do solo residual de arenito da região de Lins, São Paulo, apresentaram o seguinte valor médio:

Prof.	Descrição	K(cm/s)
2,0 m	areia fina argilosa	$1,6 \times 10^{-4}$

Os solos "porosos" derivados do solo residual de arenito ocorrentes na Barragem de Promissão, ensaiados em cavas, segundo o método Matsuo, CESP (1973)<sup>12</sup>, apresentaram valores da ordem de  $7,0 \times 10^{-4}$  cm/s.

As argilas "porosas" vermelhas de São Paulo apresentam permeabilidade da ordem de  $10^{-4}$  cm/s, segundo COZZOLINO e CHIOSSI (1969)<sup>10</sup>.

#### III.4 - Resistência ao cisalhamento dos solos "porosos"

Segundo VARGAS (1973)<sup>57</sup>, um número bastante grande de ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas de solos "porosos" de diversas origens, realizados no IPT, desde 1940, mostrou que a resistência ao cisalhamento destes solos, em termos de tensões efetivas, é devida em maior parte ao atrito, com os respectivos ângulos de atrito efetivo variando de 28 a 35°. O mesmo autor apresenta resultados de ensaios  $\bar{Q}$  e  $\bar{R}_{sat}$  realizados sobre areias "porosas" e argilas "porosas" e chega à mesma conclusão, em termos de valores para o ângulo de

atrito. Observa, ainda, que os interceptos de coesão são pequenos ou nulos para amostras saturadas e consideravelmente maiores para o solo na sua condição natural. O efeito do preadensamento é verificado para pressões confinantes menores do que a pressão virtual de preadensamento do solo, resultando num "encurvamento" da envoltória. A observação das curvas de adensamento dos solos "porosos" mostra que as pressões de preadensamento geralmente são maiores do que as pressões correspondentes ao peso de terra, com valores não superiores a 2,0 Kgf/cm<sup>2</sup>. Este preadensamento é devido ao ressecamento nas regiões superiores e ao endurecimento nas regiões inferiores, pela precipitação dos finos e óxidos carregados das camadas superiores.

Ensaio  $\bar{R}$  e  $\bar{R}_{sat}$  foram realizados no Laboratório de Solos da Escola de Engenharia de Lins, para pressões confinantes de 0,5 ; 1,0 ; 1,5 e 2,0 Kgf/cm<sup>2</sup>, para um melhor detalhamento deste trecho de menores pressões, onde ocorre o efeito de preadensamento e onde se situam os níveis de tensões para os trechos de pequena altura das barragens de terra, o que acontece nas ombreiras apoiadas sobre solo "poroso".

O solo ensaiado corresponde ao solo "poroso" residual de arenito Bauru. Uma amostra indeformada foi retirada a 2,0 m de profundidade, no "campus" da Escola. Trata-se de uma areia fina argilosa, residual de arenito, de baixa plasticidade, cujas características médias estão apresentadas a seguir:

Solo	$\gamma(\text{gf/cm}^3)$	$h(\%)$	$e$	$S(\%)$	$\delta(\text{gf/cm}^3)$
areia fina argilosa	1,75	11,5	0,75	43	2,70

O equipamento utilizado é da marca Wykeham-Farrance, para corpos de prova de 1,4". O sistema de leitura de pressão neutra é do tipo "null indicator" e as cargas são determinadas por anel dinamométrico.

Nos ensaios  $\bar{R}$  utilizaram-se pedras porosas cerâmicas de pressão de borbulhamento igual a 1,5 Kgf/cm<sup>2</sup>. Portanto as pressões neutras registradas correspondem à pressão na água,  $u_a$ , já que o solo é parcialmente saturado. Nos ensaios  $\bar{R}_{\text{sat}}$  utilizaram-se pedras comuns e a saturação foi feita por percolação de água desaerada, considerando-se o solo saturado quando o volume de água percolada ultrapassava 500 ml.

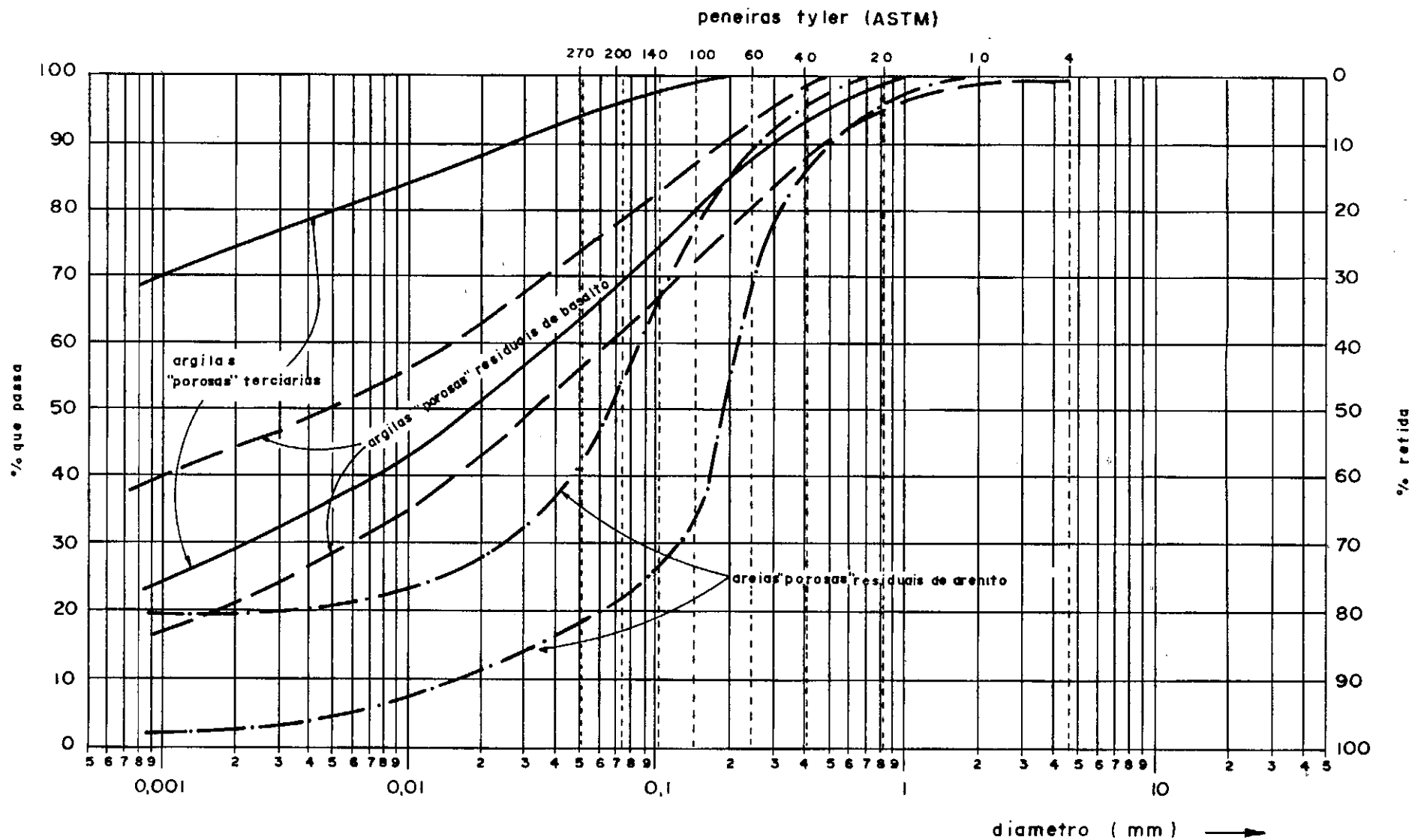
Os resultados destes ensaios estão apresentados nos Desenhos 07 a 10 e as características dos corpos de prova no Quadro 05. Pode-se concluir que, para as pressões confinantes utilizadas, o ângulo de atrito, em termos de tensões efetivas, é da ordem de 30°, e a coesão 0,10 Kgf/cm<sup>2</sup>. A queda de resistência do solo com a saturação é bastante visível na observação das curvas tensão-deformação do solo. Em termos de tensões totais, o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo saturado mostra uma queda em relação ao valor para o solo natural, da ordem de 6°, sendo que a coesão aparente permanece constante e da ordem de 2,0 Kgf/cm<sup>2</sup>.

A diminuição da resistência total do solo durante a saturação também é reportada por JENNINGS e KNIGHT (1957)<sup>28</sup>, ensaiando um solo colapsível do Transvaal, na África do Sul, classificado como "areia siltosa vermelha". Executando ensaios triaxiais em amostras naturais e em amostras saturadas, verificaram uma redução na resistência ao cisalhamento, após saturação.

# CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA

(iniciais)

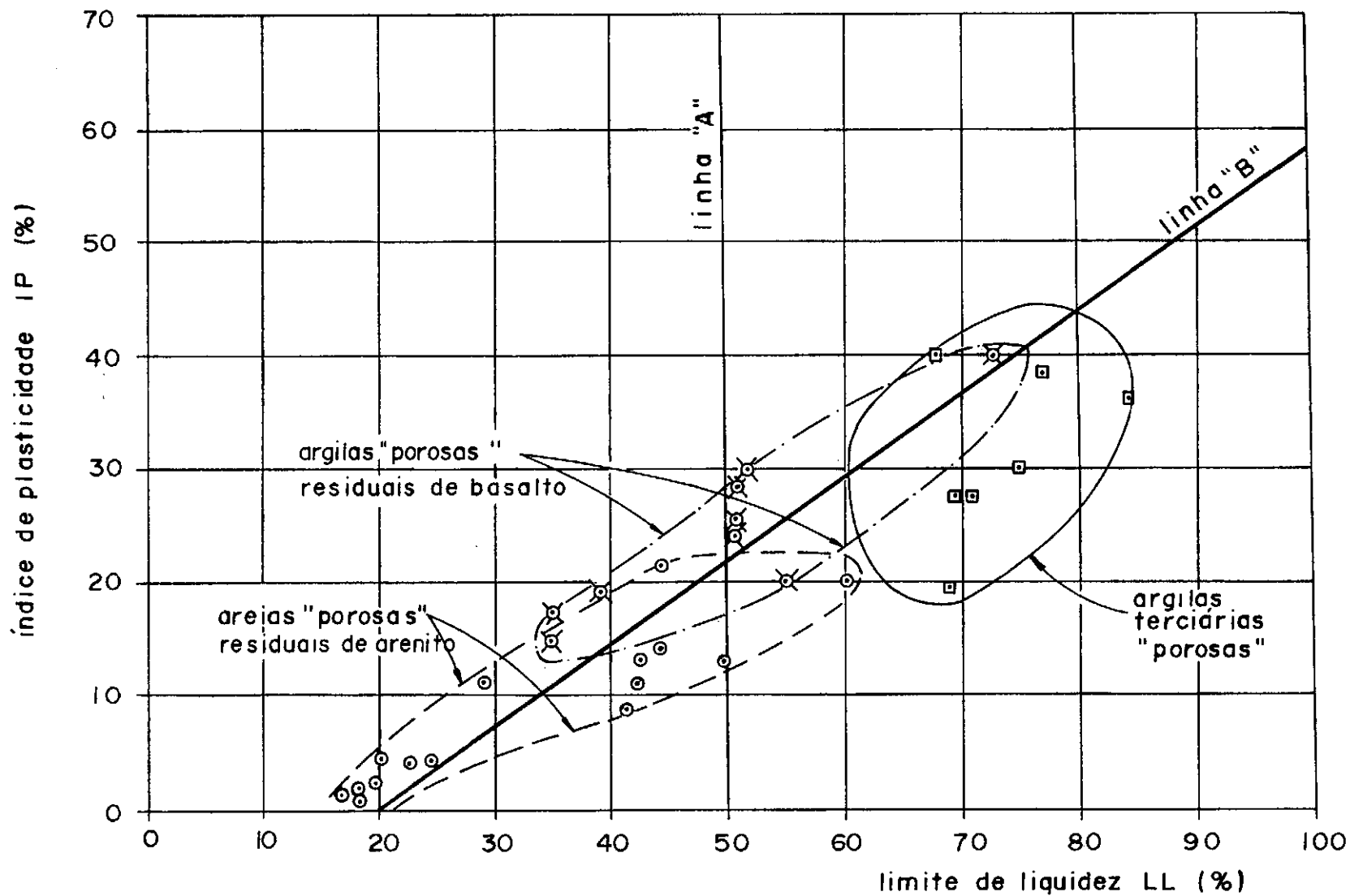
Ensaio $\bar{R}$				
$\sigma_3$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	h (%)	e	S (%)	$\gamma$ (gf/cm <sup>3</sup> )
0,5	11,4	0,71	43,4	1,76
1,0	11,9	0,71	45,3	1,77
1,5	10,9	0,64	45,3	1,79
2,0	11,3	0,83	35,9	1,61
Ensaio $\bar{R}_{sat}$				
$\sigma_3$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	h (%)	e	S (%)	$\gamma$ (gf/cm <sup>3</sup> )
0,5	11,3	0,71	43,3	1,76
1,0	11,4	0,65	47,6	1,83
1,5	11,9	0,74	43,4	1,73
2,0	11,6	0,78	40,0	1,69



desenho 03

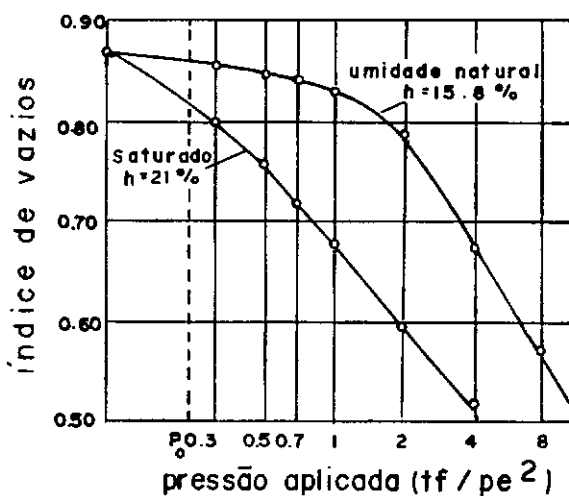
faixas granulométricas de solos "porosos" (VARGAS, 1974)





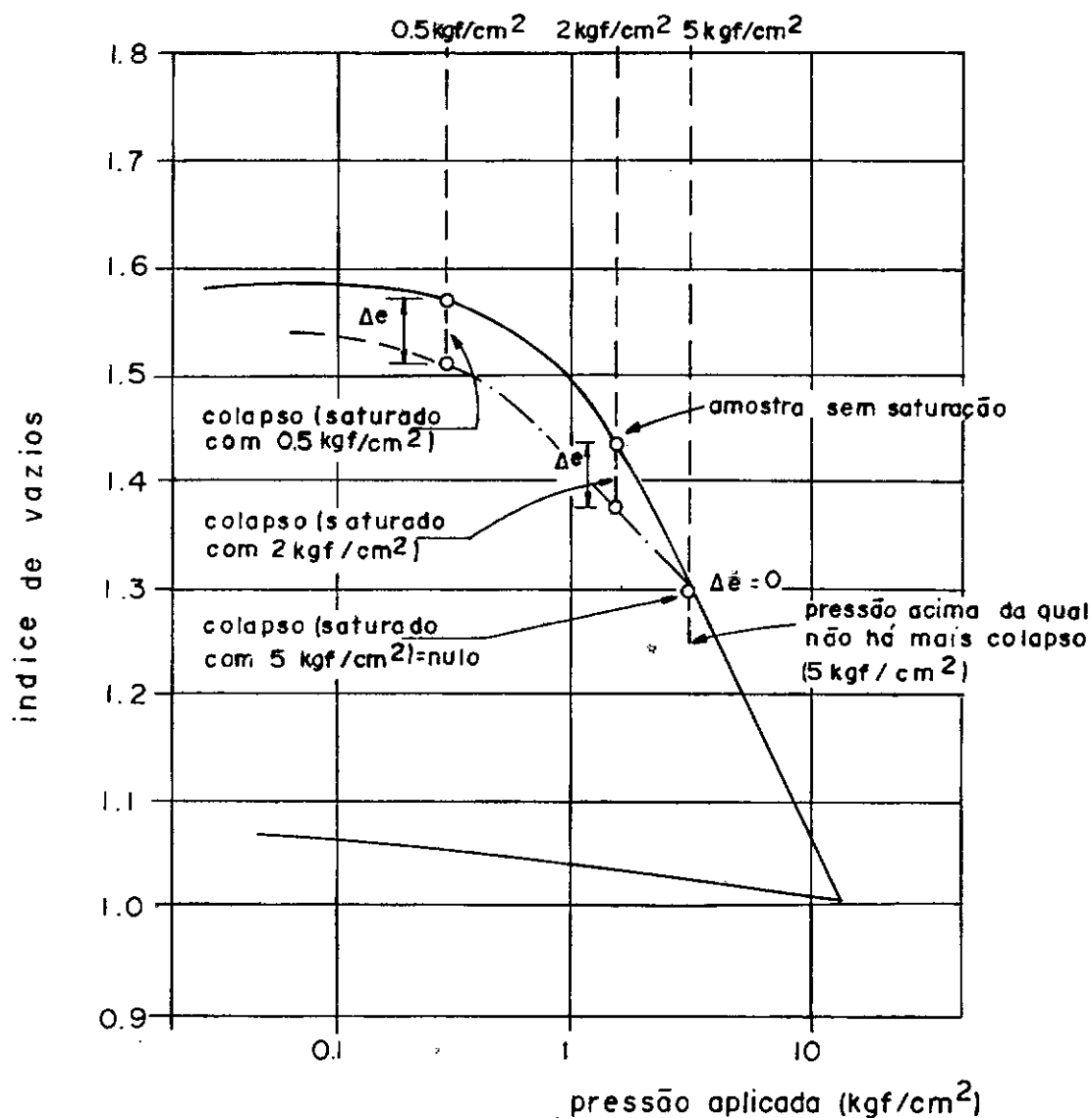
desenho 04

plasticidade dos solos "porosos" (VARGAS, 1974)



desenho 05

ensaios de adensamento sobre solo colapsível (JENNINGS, 1957)

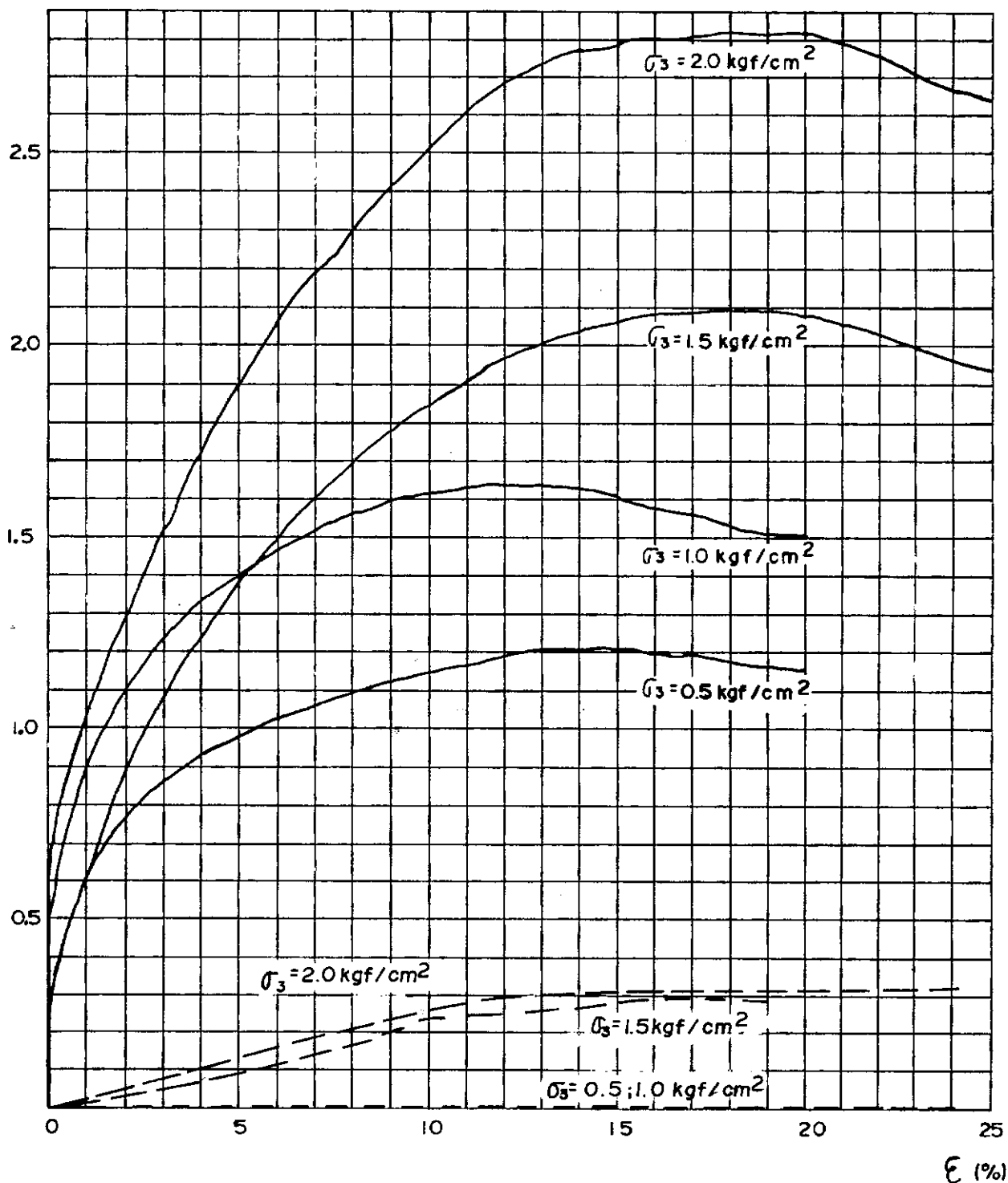


desenho 06

ensaios de adensamento sobre solo "poroso" (VARGAS, 1974)

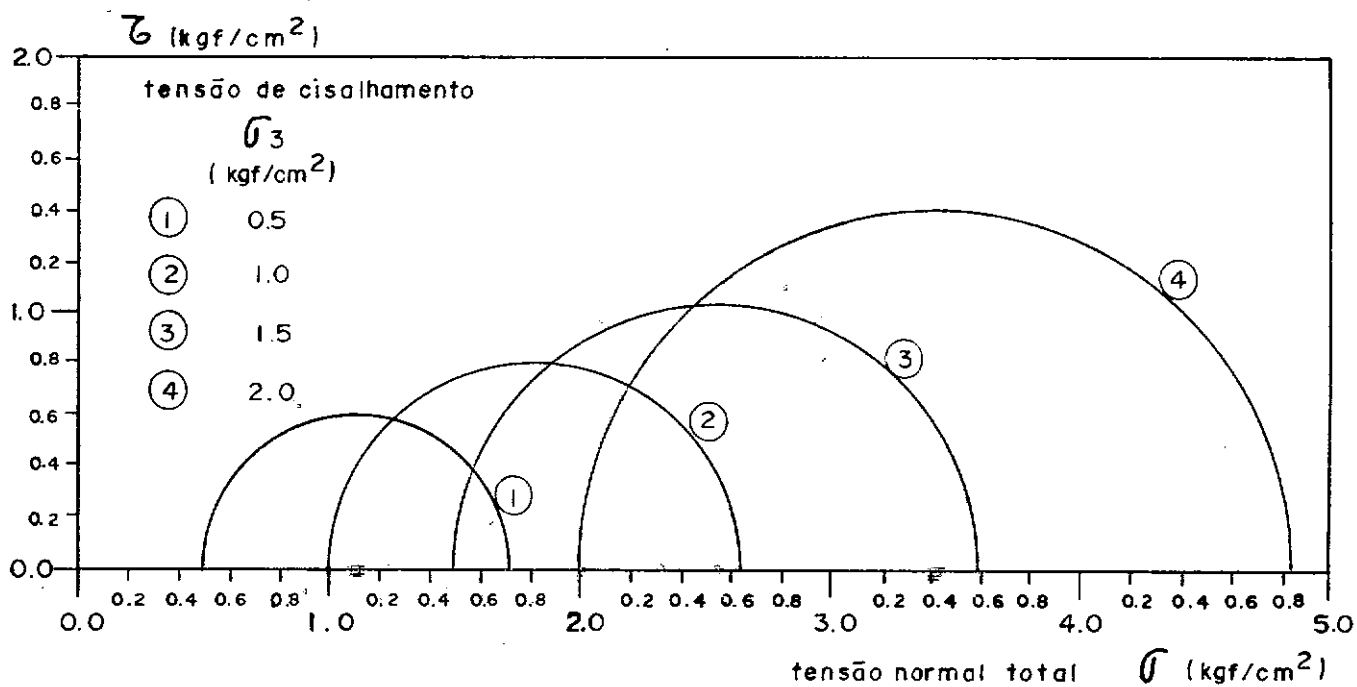
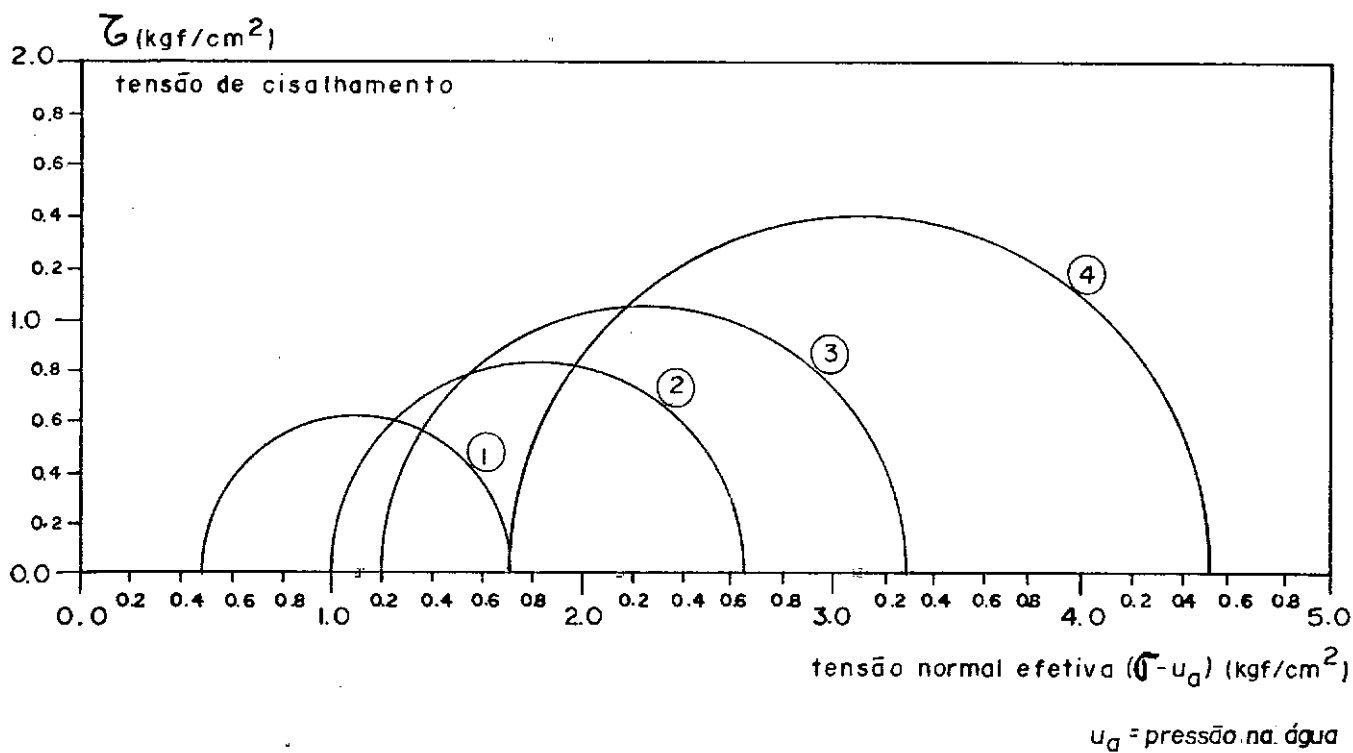
$\sigma_1 - \sigma_3$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

acréscimo de tensão axial



desenho 07

curvas tensão x deformação - ensaios  $\bar{R}$

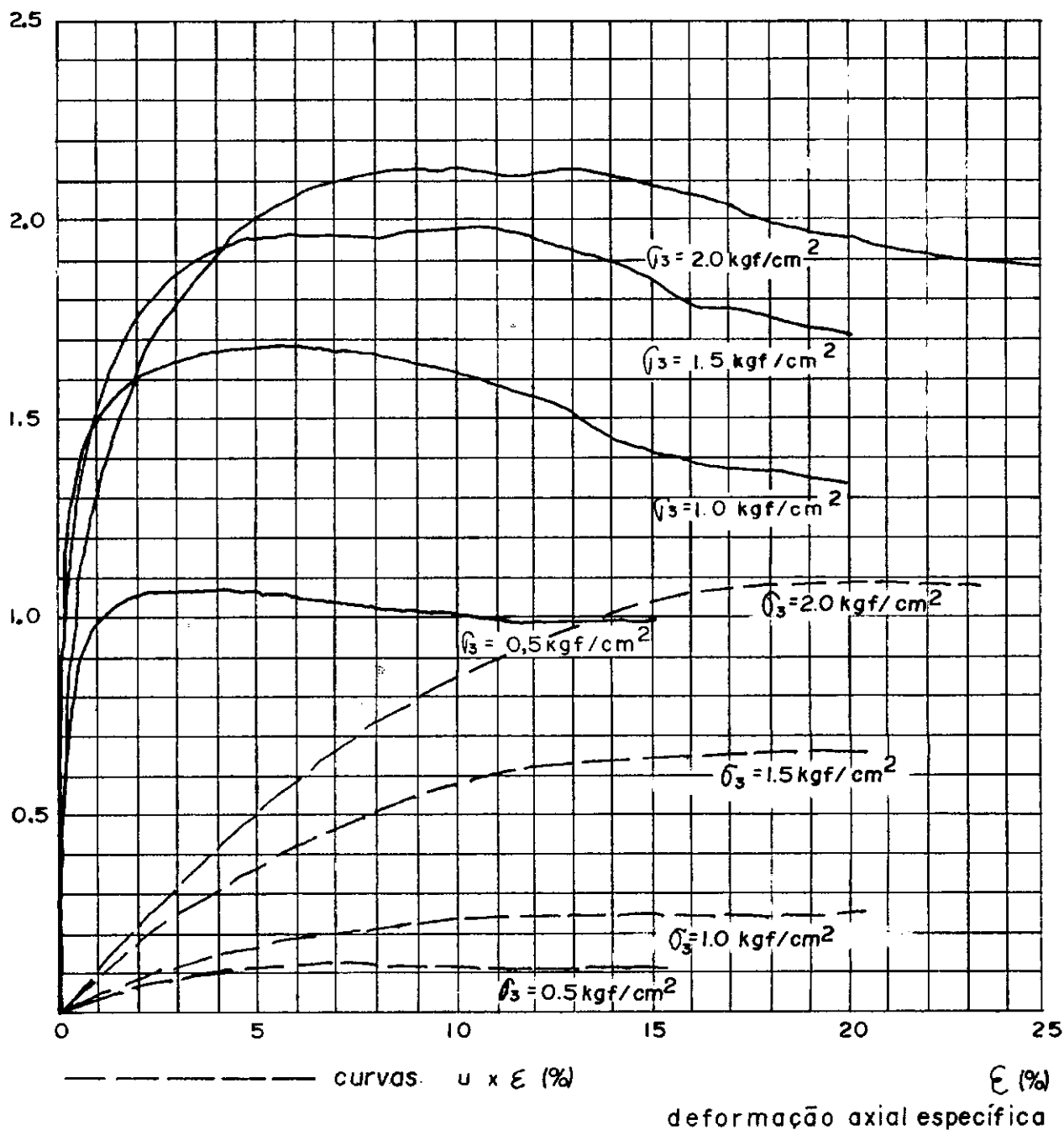


desenho 08

círculos de MOHR de ruptura - ensaios  $\bar{R}$

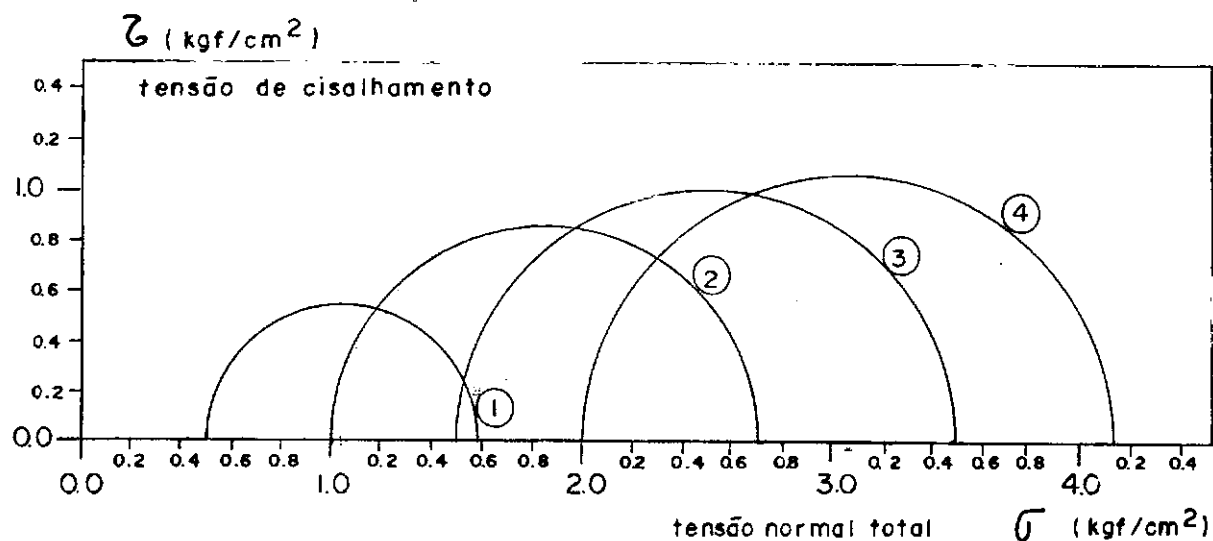
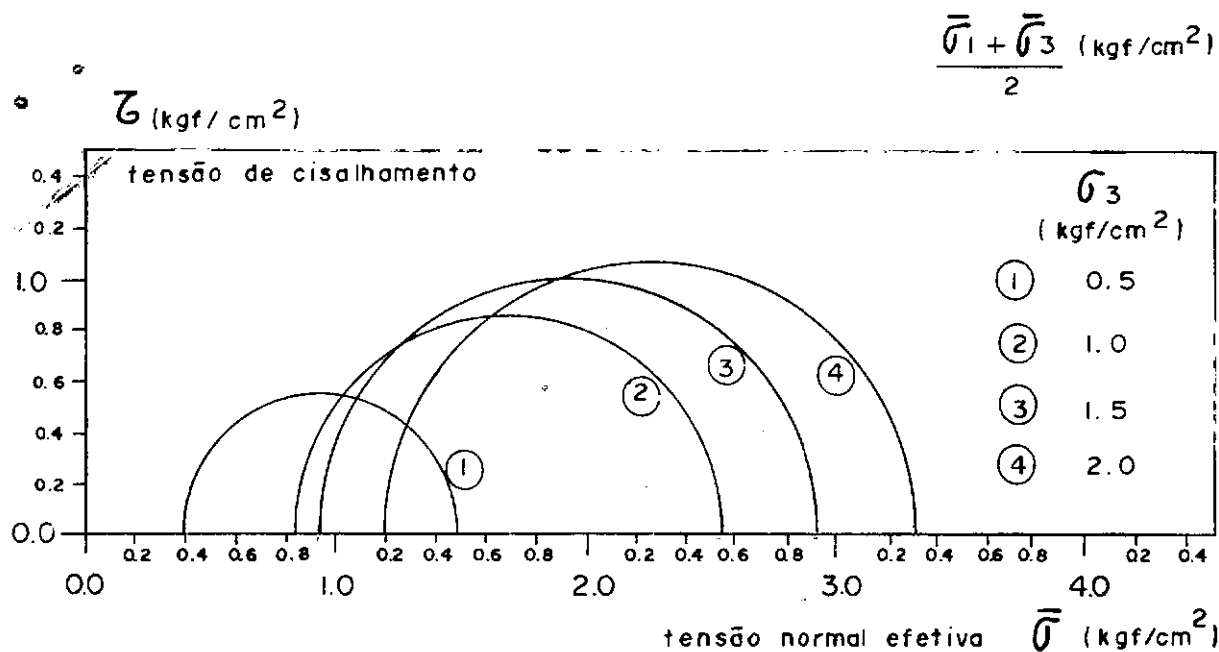
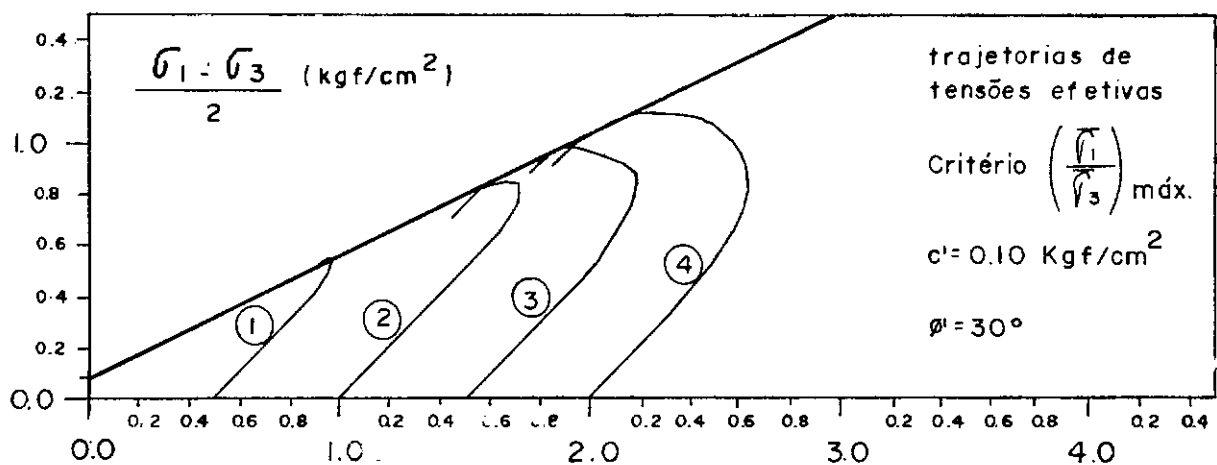
$\sigma_1 - \sigma_3$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

acréscimo de tensão axial



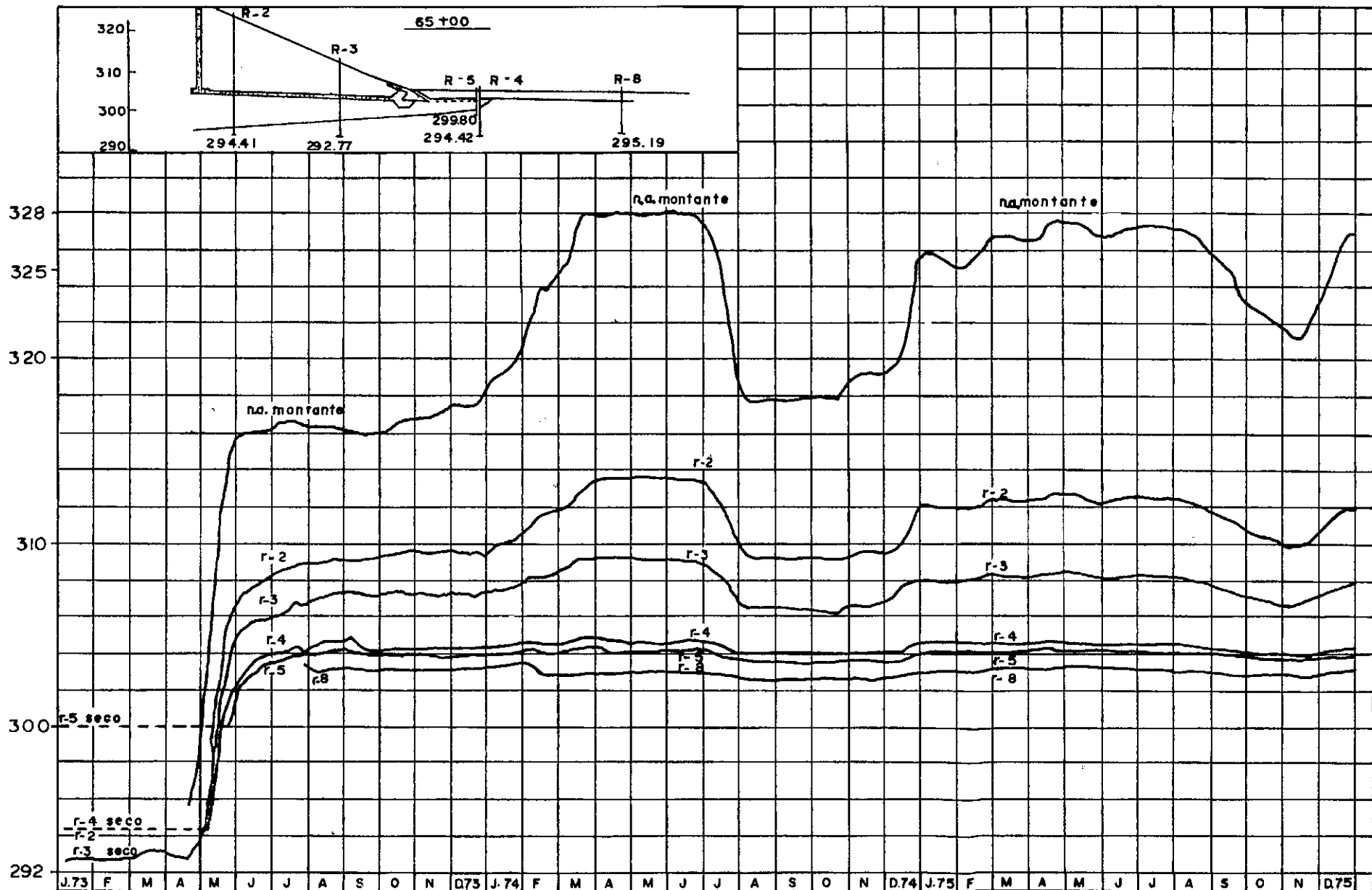
desenho 09

curvas tensão x deformação - ensaios  $\bar{R}_{sat}$



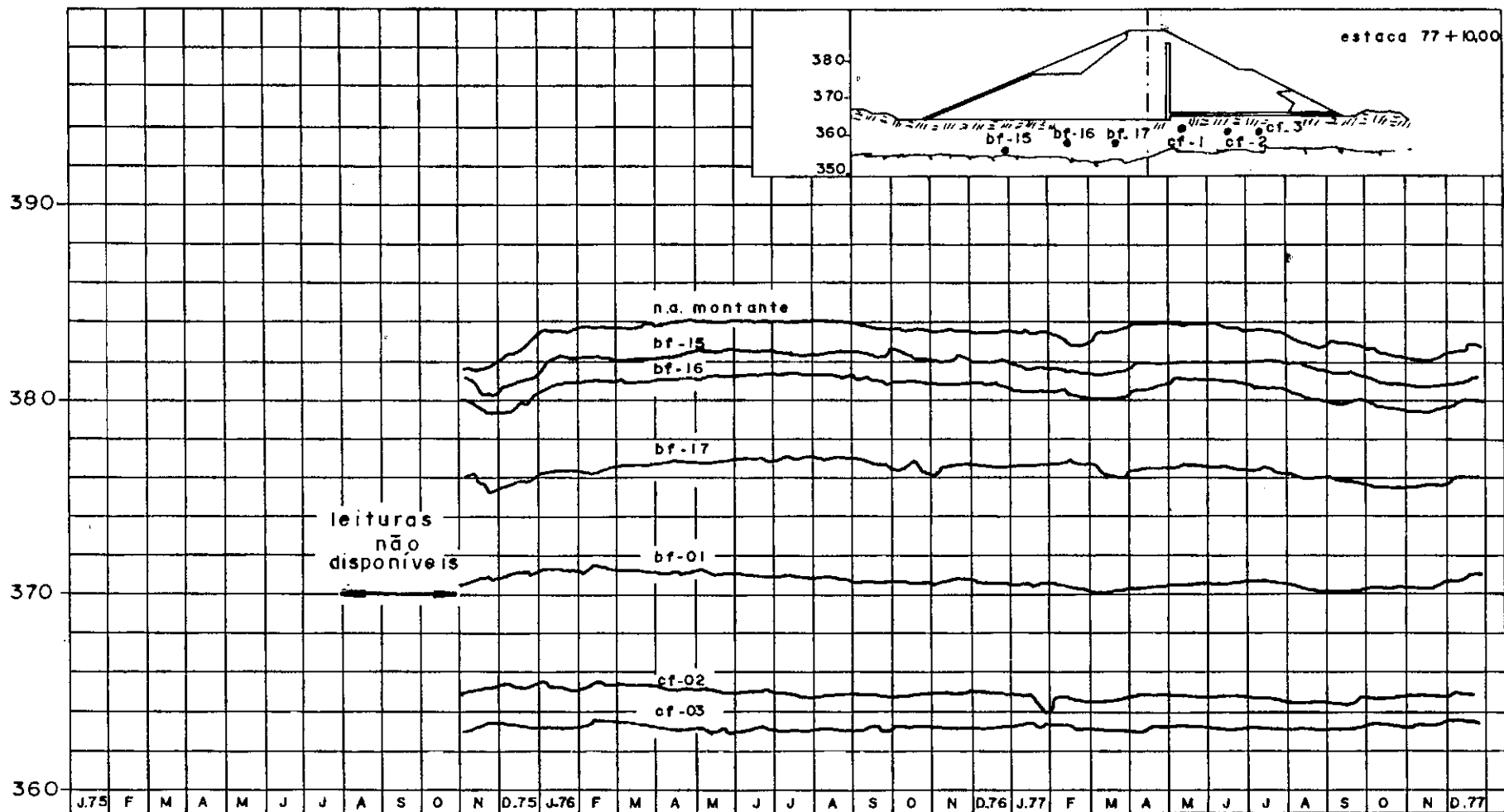
desenho 10

circulos de MOHR de ruptura - ensaios  $\bar{R}_{\text{sat}}$



desenho II

leitura de piezômetros de fundação na estaca 65, ilha solteira



cotas de instalação dos piezômetros

bf-15 = 355.832

cf-1 = 360.500

bf-16 = 357.914

cf-2 = 360.500

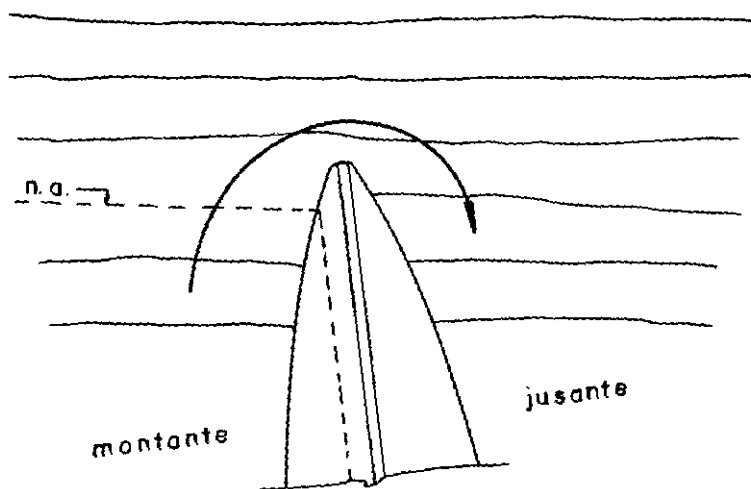
bf-17 = 358.593

cf-3 = 360.500

desenho 12

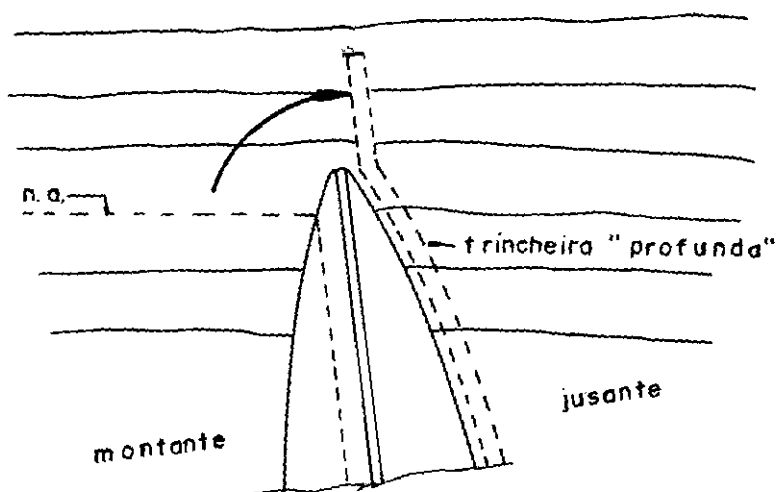
leitura de piezômetros de fundação na estaca 77 - promessa





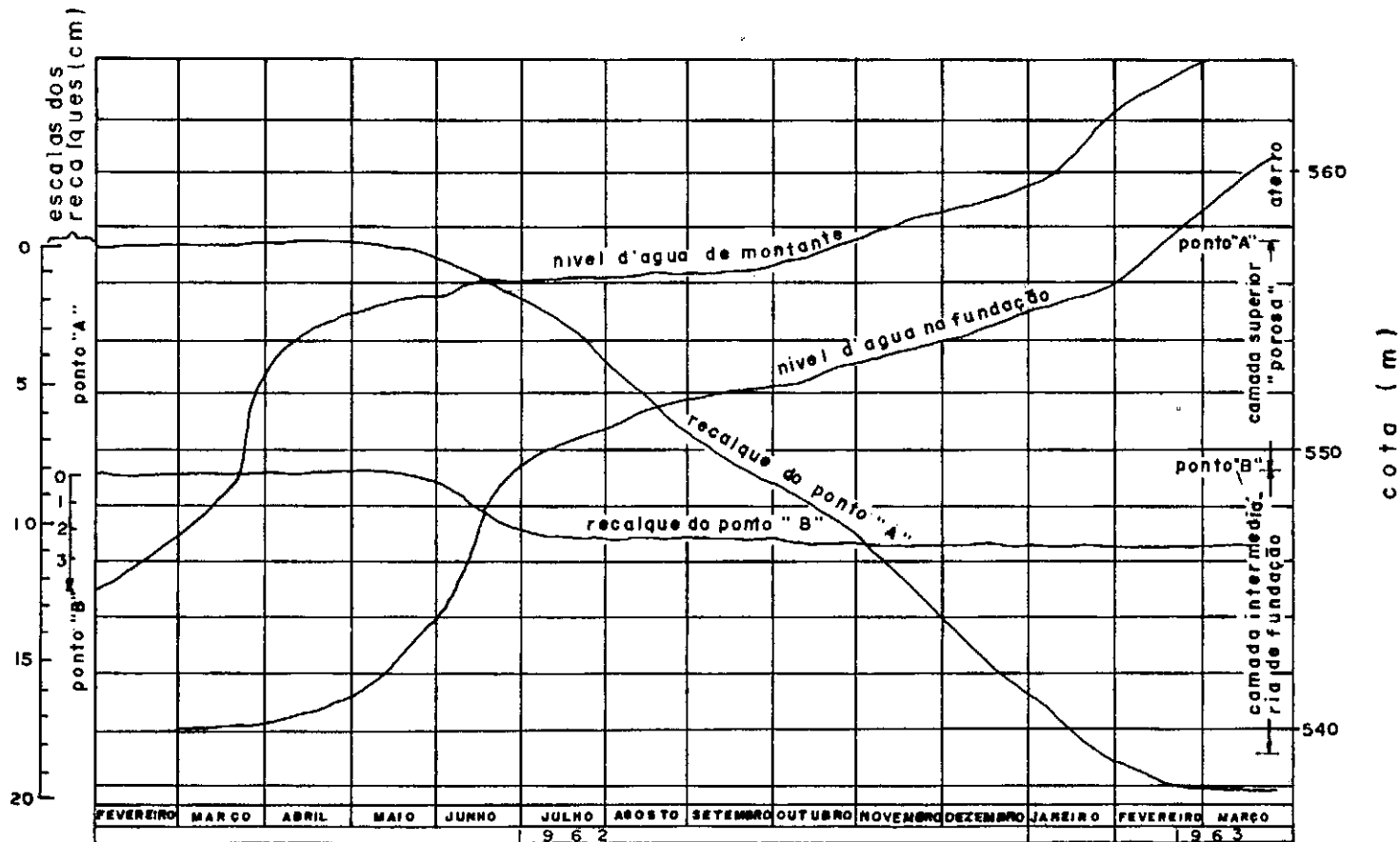
desenho 13

fluxo "tridimensional" em ombreiras



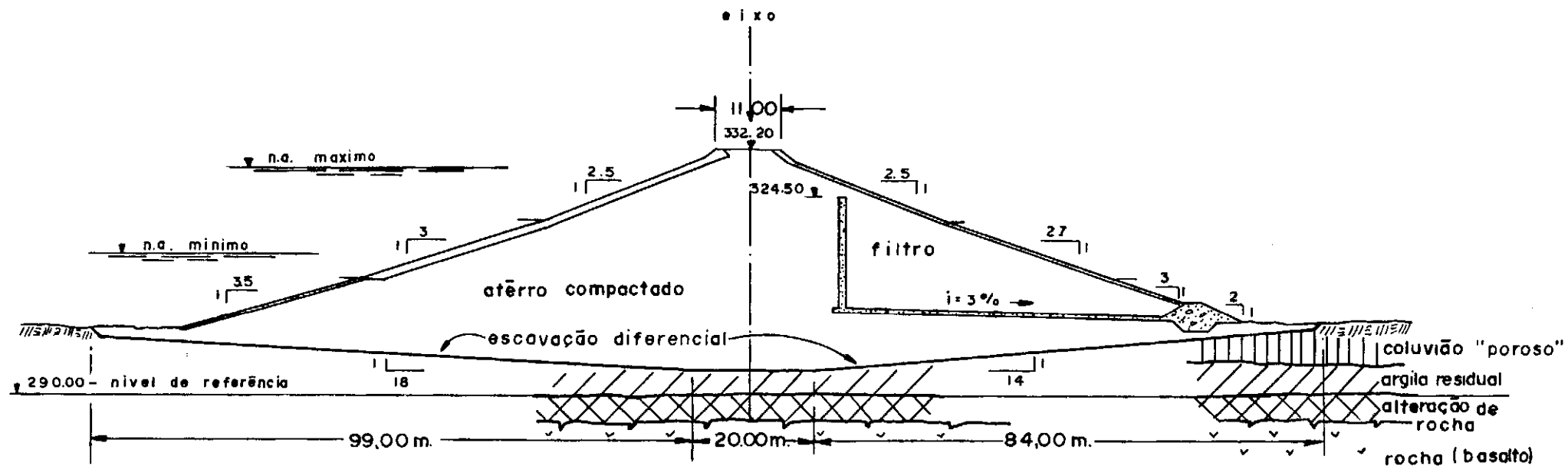
desenho 14

trincheira drenante "profunda"



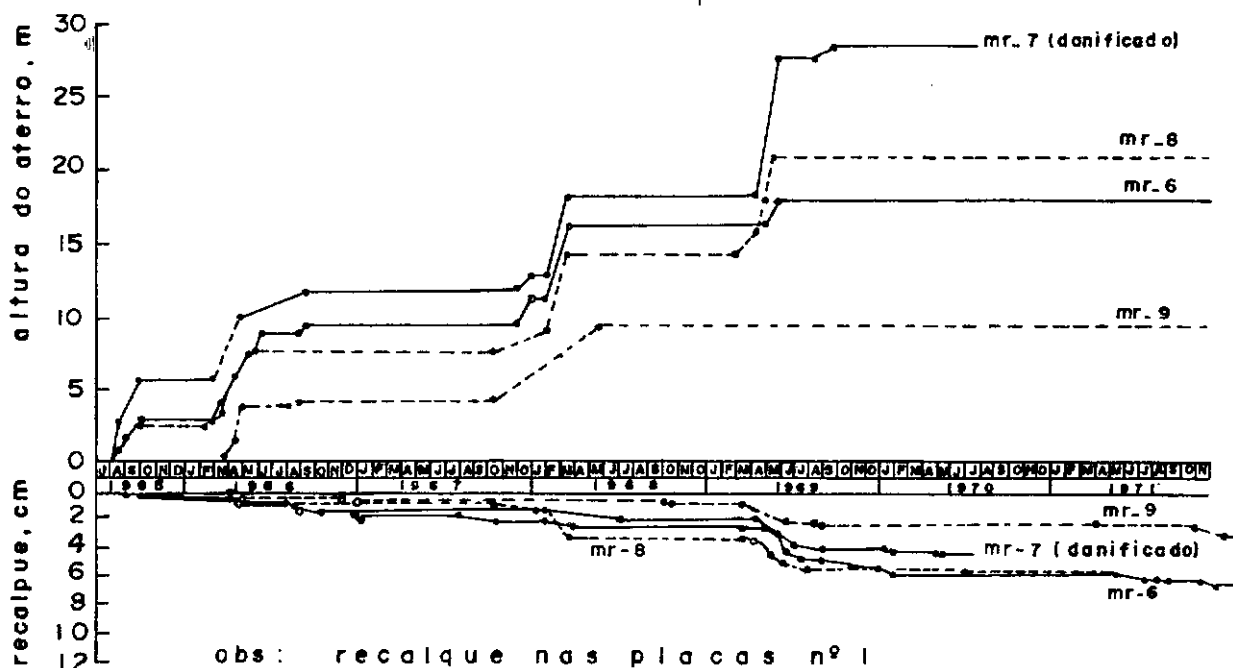
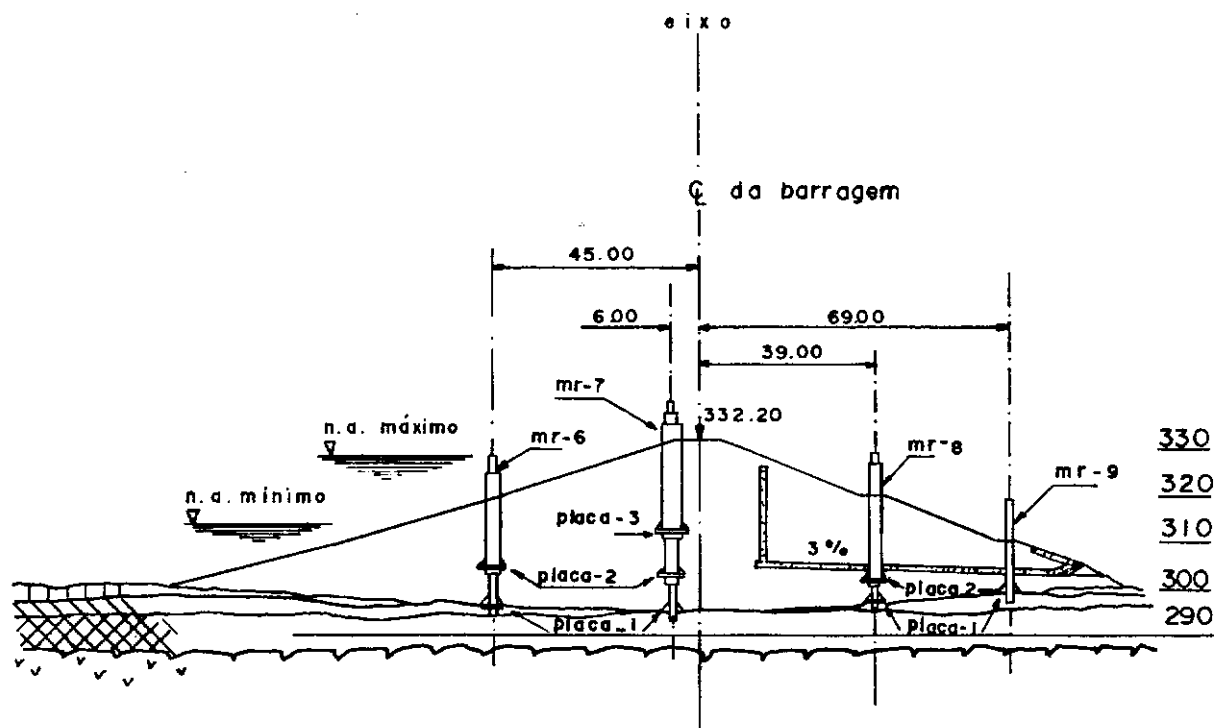
desenho 15

recalques por saturação em jurumirim (SCHERRER, 1965)



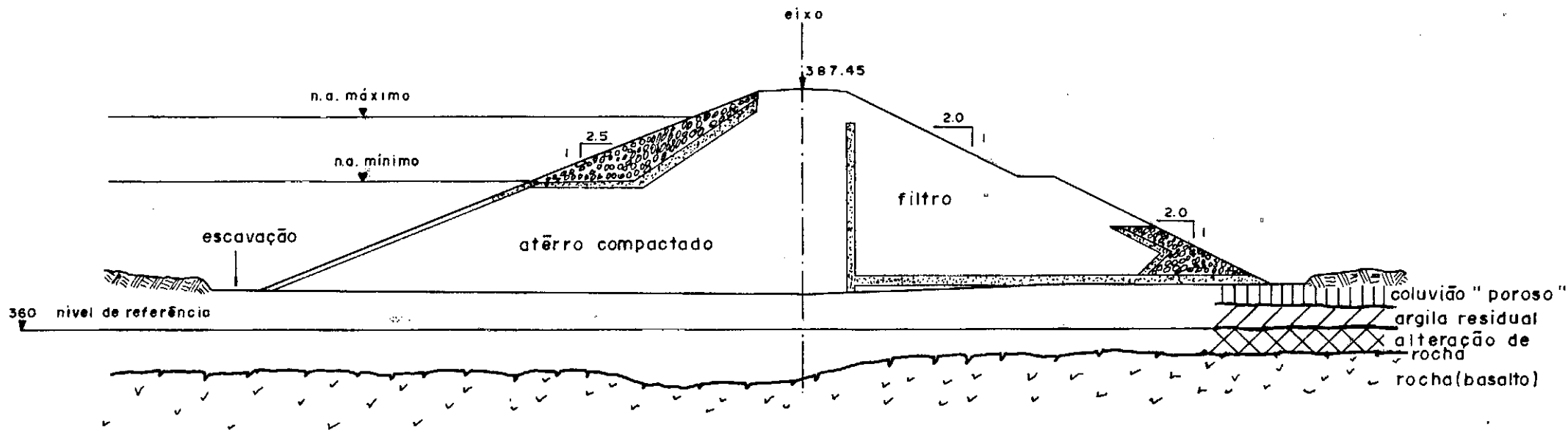
desenho 16

seção da barragem pela estaca 65 - ilha solteira

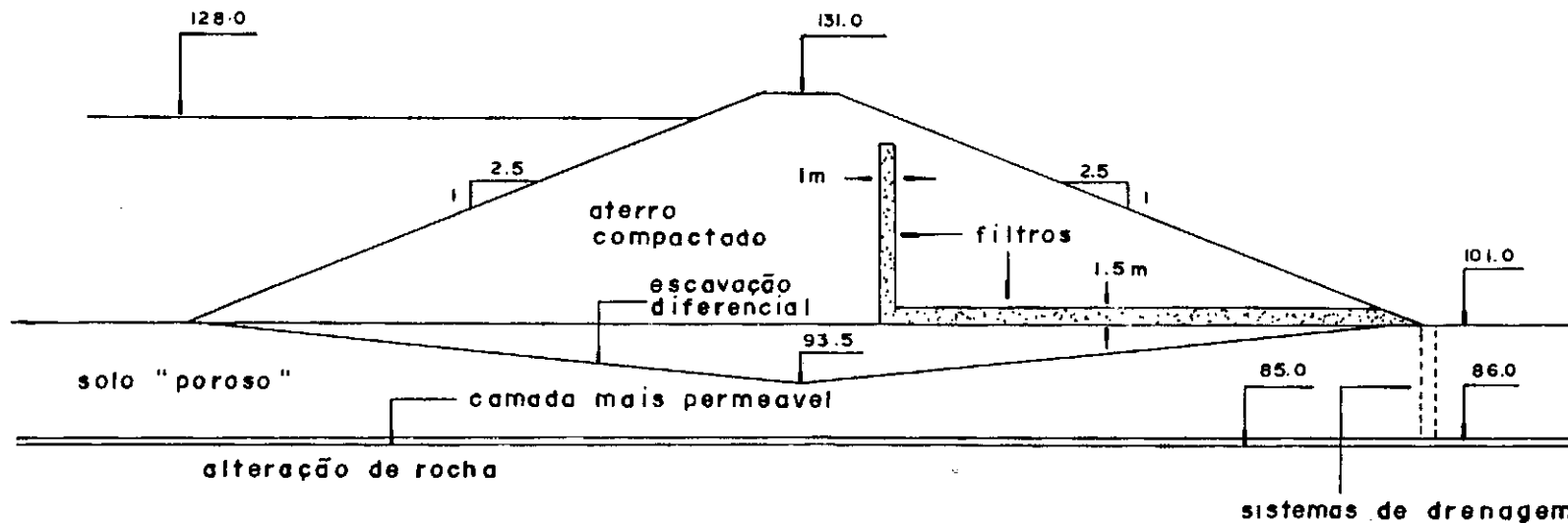


desenho 17

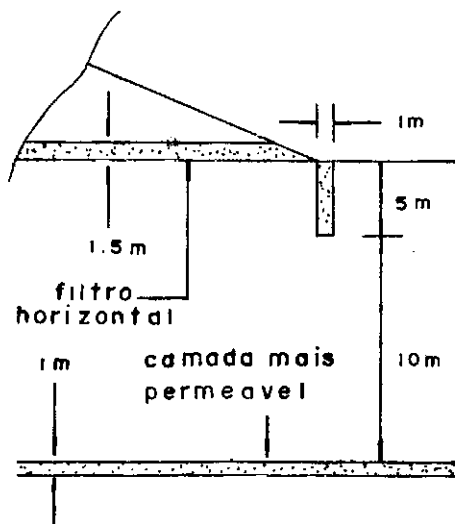
recalques da fundação, em ilha solteira, estaca 65 (SIGNER, 1973)



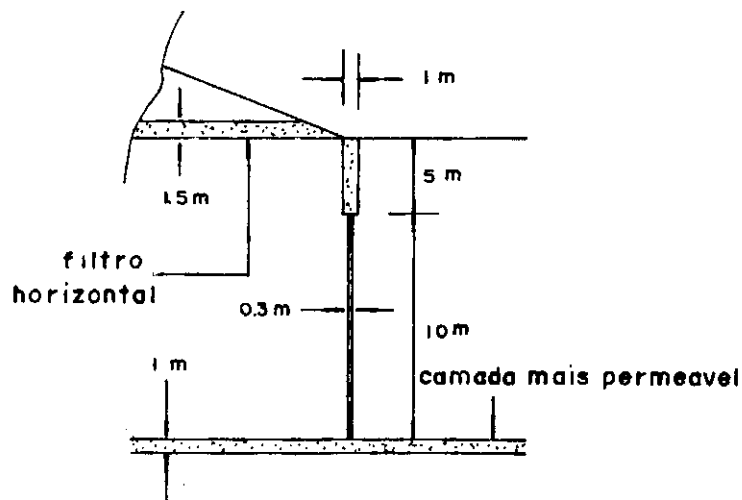
seção da barragem pela estaca 77 - promissão



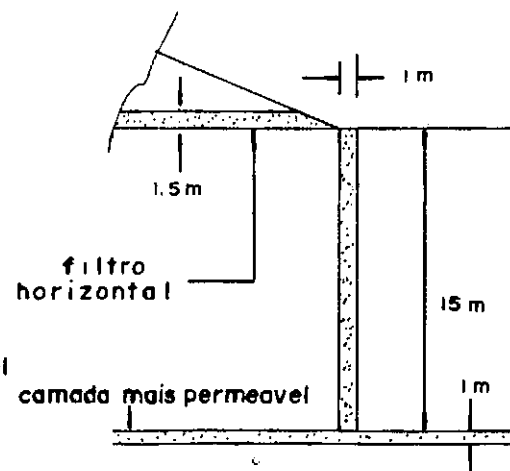
trincheira drenante



trincheira drenante mais poços de alívio



trincheira drenante "profunda"



desenho 19

seção transversal e sistemas de drenagem utilizados no estudo de percolação

## CAPÍTULO IV

### SOLOS "POROSOS" COMO FUNDAÇÃO DE BARRAGENS

#### IV.1 - A mecânica do fluxo de água

Em algumas barragens brasileiras, apoiadas nas ombreiras em solos "porosos", verificou-se a elevação do lençol freático junto ao pé de jusante e, ao mesmo tempo, um "amolecimento" do solo "poroso" situado nesta região. Piezômetros de fundação indicaram colunas de água acima do nível do terreno. Isto fez com que algumas soluções de emergência fossem adotadas, segundo CRUZ (1978)<sup>15</sup>.

O solo utilizado na construção do aterro compactado é, na maioria das vezes, o próprio solo "poroso", o qual, nesta condição, tem a sua permeabilidade reduzida da ordem de 10 a 100 vezes. Um primeiro contraste de permeabilidade fica então estabelecido e o fluxo de água que se infiltra a montante tende a caminhar para a fundação, onde está o solo "poroso". Conforme já citado anteriormente, geralmente existe uma camada de alta permeabilidade na transição solo-rocha, onde temos um segundo contraste de permeabilidade. Estabelece-se, então, um fluxo por esta camada "delgada" de fluxo preferencial, que caminha para jusante e tende a emergir no pé de jusante, provocando subpressões e a perda de resistência do solo "poroso" de fundação, face à sua saturação, conforme já analisado.

Como exemplo podemos citar dados de piezometria de fundação da barragem de Ilha Solteira, analisando as leituras dos piezômetros instalados na estaca 65, conforme o Desenho 11. Durante a fase de enchimento, a influência do nível de água de montante começou a ser verificada com alguma intensidade entre as estacas 0 a 70, justamente no trecho onde a barragem se apoia sobre um coluvião "poroso", CESP (1974)<sup>14</sup>. Os níveis piezométricos indicados apresentaram variações praticamente coincidentes com as do nível de água a montante. Na estaca 57, dois meses após o início do enchimento, foi notado o surgimento de água, em quantidades acima das esperadas, levando à decisão de se lançar uma berma adicional, construída sobre um tapete drenante. Posteriormente executou-se uma linha de poços de alívio ao longo do pé de jusante, desde a estaca 20 até a estaca 74, todos instalados até a alteração de rocha.



Nesta mesma posição (estaca 65), foram instalados piezômetros do tipo Casagrande, logo após a verificação das infiltrações, CESP (1973)<sup>11</sup>. Na fase de perfuração para a instalação destes instrumentos, foi observado artesianismo em alguns casos, com vazões localizadas de até 150 l/min, quando se atingia a transição solo-rocha.

A análise das leituras dos piezômetros instalados na fundação da Barragem de Promissão, no trecho sobre o solo "poroso", mostra também um comportamento análogo para os piezômetros instalados próximos à rocha (Desenho 12). As leituras iniciais durante o enchimento do reservatório não são disponíveis, mas as variações praticamente coincidentes com as do nível do reservatório para os piezômetros BF-15 e BF-16 são nítidas.

Por outro lado, é sabido que o enchimento do reservatório de barragens provoca uma alteração no lençol freático regional, tanto a montante como a jusante da barragem. Nas ombreiras, ocorrerá um fluxo predominantemente tridimensional, que "contornará" esta região e provocará a saturação do solo de jusante, mesmo que haja sistemas de interceptação do fluxo ou sistemas de drenagem incorporados à fundação da barragem (Desenho 13).

A topografia da região de jusante, nas ombreiras em solos "porosos", mostra, na maioria das vezes, uma inclinação natural do terreno em direção ao leito do rio, onde ocorrem as menores cotas topográficas do projeto. Isto favorece so

bremaneira o estabelecimento de um sistema de drenagem efetivo, no pé de jusante. Este sistema seria basicamente uma trincheira drenante contínua, que se iniciaria antes da própria barragem, para interceptar o fluxo "tridimensional", alcançaria em profundidade a camada mais permeável no contato solo-rocha e em extensão todo o pé do talude de jusante (Desenho 14). Esta trincheira teria suficiente declividade e permeabilidade para o transporte da vazão total interceptada na fundação. A sua principal vantagem seria a de rebaixar o nível de água de jusante, reduzindo, assim, a saturação do solo "poroso" e a conseqüente queda de resistência do mesmo, além de diminuir as subpressões e os gradientes hidráulicos de saída. No capítulo seguinte, apresentaremos a simulação por elementos finitos dos vários tipos de sistemas drenantes possíveis e, dentre eles, a trincheira drenante "profunda".

Existem registros, não publicados, de problemas que ocorreram em determinada obra durante a fase do enchimento do reservatório. Alguns meses após o início do enchimento do reservatório, verificou-se que o solo "poroso" de jusante próximo à ombreira esquerda apresentava-se em condições diferentes das iniciais, constatação essa facilmente verificada visualmente, caminhando-se sobre a região. Ensaios de penetração dinâmica SPT indicaram valores nulos numa faixa de até 20 metros, a partir do pé do talude. O nível do lençol freático coincidia com o nível do terreno. Foi lançada uma berm de equilíbrio e se construíram valas de drenagem para o rebaixamento do nível de água na região.

#### IV.2 - Compressibilidade da fundação em solos "porosos"

A elevada compressibilidade dos solos "porosos", mostrada pelas curvas de adensamento de ensaios oedométricos, e os recalques adicionais provocados pela saturação, levam a estimativas de elevados recalques na fundação, através de cálculos feitos segundo a teoria do adensamento.

SCHERRER (1965)<sup>47</sup>, citando dados da barragem de Jurumirim, relata a elevada porosidade e alta compressibilidade de um solo "poroso" residual de arenito Botucatu existente na fundação da barragem de terra. Os ensaios de adensamento foram realizados com estágios de saturação, o que permitiu prever que ocorreriam recalques adicionais durante o enchimento do reservatório. Os recalques calculados foram superiores aos medidos, como é regra geral, quando se utiliza a teoria clássica do adensamento. O desenvolvimento dos recalques durante o enchimento do reservatório pode ser observado no Desenho 15.

Estas deformações poderão levar a recalques diferenciais, tanto longitudinal como transversalmente, com a possibilidade de surgimento de trincas na barragem. Isto pode ser evitado através das chamadas "escavações diferenciais", ou seja, o perfil de escavação do solo compressível é calculado de tal forma a manter os recalques diferenciais em níveis compatíveis com o não surgimento de fissuras nas estruturas de terra. Esta

solução foi adotada na barragem de terra da margem direita, em Ilha Solteira, conforme relatado por SIGNER (1973)<sup>48</sup> e VARGAS e HSU (1975)<sup>60</sup>, e em Promissão, segundo DÈCOURT (1968)<sup>18</sup>.

Em Ilha Solteira, entre as estacas 0 a 70, onde ocorria um solo "poroso" de origem coluvial, projetou-se uma escavação diferencial, transversalmente, em forma de "prato". Esta escavação partia do zero nos pés de jusante e de montante e alcançava toda a espessura do solo "poroso" no eixo da barragem. A forma desta escavação foi calculada com base em ensaios oedométricos em amostras indeformadas, conforme o Desenho 16. Esta escavação servia também como um "cut-off" parcial, em função da alta permeabilidade do solo "poroso". Os recalques calculados foram bem superiores aos recalques medidos. A eficácia da escavação diferencial, em relação à secção transversal, para minimizar os recalques diferenciais, é bastante limitada, pois os recalques medidos são aproximadamente iguais ao longo da secção transversal (Desenho 17).

Para a Barragem de Promissão, cujo perfil transversal está no Desenho 18, DÈCOURT (1968)<sup>18</sup>, cita as soluções adotadas, escavando-se diferencialmente tanto no sentido transversal como no longitudinal. As estimativas de recalques construtivos foram efetuadas pelo método do "stress path", segundo LAMBE (1967)<sup>30</sup> e, para a secção de maior altura, os recalques previstos (23 cm) foram aproximadamente iguais aos medidos (20,4 cm).

Na Barragem de Três Marias, na ombreira esquerda,

ocorria uma argila siltosa vermelha e "porosa", de origem terciária. Os elevados recalques previstos foram confirmados, com valores máximos da ordem de 1,2 m, segundo MELLO (1968, 1975)<sup>34, 39</sup>.

## CAPÍTULO V

### SIMULAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

V.1 - O método dos elementos finitos aplicado à  
análise de percolação em barragens de terra.

As primeiras aplicações do método dos elementos finitos em Engenharia Civil foram devidas a formulações efetuadas no campo estrutural. As formulações existentes para o estudo de situações de fluxo confinado e não confinado são derivadas destas primeiras aplicações e foram efetuadas por ZIENKIEWICZ (1966)<sup>62</sup>, TAYLOR e BROWN (1967)<sup>50</sup>, LIAN FINN (1967)<sup>25</sup>, NEUMAN e WITHERSPOON (1970)<sup>42</sup>, DESAI (1976)<sup>22</sup> e

BATHE (1979)<sup>5</sup>. A formulação matemática do método está apresentada em Apêndice.

Para o presente trabalho, utilizamos um programa de elementos finitos de malha variável, denominado PERCOL, baseado no tratamento matemático desenvolvido por TAYLOR e BROWN (1967)<sup>50</sup> e apresentado por BORGES (1975)<sup>4</sup>, em sua dissertação de mestrado. O programa analisa fluxo estacionário, bidimensional e axissimétrico, confinado e não confinado. No caso não confinado, o programa determina a posição da superfície livre através de iteração automática, deslocando a linha freática que é inicialmente adotada até que satisfaça às condições de interface ar-água.

O mesmo programa foi utilizado por LOPES (1974)<sup>32</sup> na análise do controle de água em escavações, e por AMORIM (1976)<sup>1</sup>, no estudo de percolação na barragem de Curuá-Una. Com este programa, pode-se analisar a percolação em regiões heterogêneas e anisotrópicas com complexas condições de contorno.

V.2 - Simulação de sistemas de drenagem em barragens sobre solos "porosos"

#### V.2.1 - Descrição

Pretendeu-se com este estudo a simulação das diferentes condições de drenagem na região de jusante de uma barragem de terra com a secção transversal mostrada no Desenho 19, ou seja, secção homogênea com filtro vertical. Os sistemas de

drenagem estudados, localizados no pé de jusante, foram basicamente os seguintes:

- trincheiras drenantes, longitudinais e contínuas;
- trincheiras drenantes mais poços de alívio;
- trincheiras drenantes "profundas".

As malhas de elementos finitos utilizadas estão apresentadas nos Desenhos 20 e 21. A transição solo-rocha foi representada por uma camada de espessura constante e maior permeabilidade, ocorrendo em toda a extensão da barragem. As escavações diferenciais que são executadas para a minimização dos recalques diferenciais também foram simuladas. As fronteiras da malha foram estendidas horizontalmente até uma extensão maior do que duas vezes a altura da região estudada, valor recomendado por MASSAD e MORI (1970)<sup>35</sup>, para que a influência da distância destes limites impermeáveis à região principal de fluxo seja desprezível.

Os sistemas drenantes, tanto internos como de fundação, foram representados definindo-se elementos de maior permeabilidade.

Os contrastes de permeabilidade foram estabelecidos alterando-se os valores dos coeficientes de permeabilidade para os vários tipos de solos existentes.

No Quadro 06 estão apresentados os casos estuda -



dos e a correspondente variação dos contrastes de permeabilidade.

Os valores dos coeficientes de permeabilidade para cada material foram os seguintes:

Material	K(cm/s)
aterro	$10^{-5}$
fundação	$10^{-4}$ ; $10^{-5}$
filtros	$10^{-2}$
trincheiras	$10^{-1}$
poços de alívio	$10^{-2}$
camada mais permeável	$10^{-3}$ ; $5 \times 10^{-4}$

Os poços de alívio foram representados com menor permeabilidade, em função da sua descontinuidade, isto é, da sua ação localizada (fluxo radial) na interceptação da água, constituindo-se, assim, numa simplificação adotada, porque o fluxo analisado em relação à secção transversal da barragem é plano. O solo "poroso" foi considerado com permeabilidade constante, não sendo considerada a variação da permeabilidade com a diminuição do índice de vazios provocada pelo carregamento.

Para os casos em que se representou um sistema de drenagem do tipo trincheira "profunda", admitiu-se que o nível de água de jusante é horizontal, como indicado no Desenho 21.

Para os demais casos, o nível de água de jusante foi fixado coincidentemente com o terreno.

Casos	$K_3$ (cm/s)	$K_f$ (cm/s)	Sistema drenante na fundação	Sigla
com escavação diferencial	$10^{-3}$	$10^{-5}$	(1) (2) (3)	E1A1 E1B1 E1C1
		$10^{-4}$	(1) (2) (3)	E1A3 E1B3 E1C3
	$5 \times 10^{-4}$	$10^{-5}$	(1) (2) (3)	E2A1 E2B1 E2C1
		$10^{-4}$	(1) (2) (3)	E2A3 E2B3 E2C3
sem escavação diferencial	$10^{-3}$	$10^{-5}$	(1) (2) (3)	S1A1 S1B1 S1C1
		$10^{-4}$	(1) (2) (3)	S1A3 S1B3 S1C3
	$5 \times 10^{-4}$	$10^{-5}$	(1) (2) (3)	S2A1 S2B1 S2C1
		$10^{-4}$	(1) (2) (3)	S2A3 S2B3 S2C3
trincheira "profunda" com escavação diferencial	$10^{-3}$	$10^{-5}$ $10^{-4}$	(4)	E1NA1 E1NA3
	$5 \times 10^{-4}$	$10^{-5}$ $10^{-4}$	(4)	E2NA1 E2NA3
trincheira "profunda" sem escavação diferencial	$10^{-3}$	$10^{-5}$ $10^{-4}$	(4)	S1NA1 S1NA3
	$5 \times 10^{-4}$	$10^{-5}$ $10^{-4}$	(4)	S2NA1 S2NA3

$K_3$  = permeabilidade da camada mais permeável de fundação

$K_f$  = permeabilidade da fundação

(1) = inexistente

(3) = trincheira e poços de alívio

(2) = trincheira

(4) = trincheira "profunda"

### V.2.2 - Análise geral dos casos estudados

A utilização do método dos elementos finitos no estudo dos casos já mencionados trouxe resultados razoáveis, em termos de redes de fluxo e vazões de percolação. Algumas destas redes estão apresentadas nos Desenhos 22 a 27. Como as secções estudadas são "teóricas", não há possibilidade de se efetuarem comparações diretas com resultados reais, obtidos por instrumentação. No entanto, podem-se fazer comparações qualitativas entre os diferentes casos estudados, verificando-se a influência da geometria do problema, dos contrastes de permeabilidade e dos sistemas drenantes envolvidos.

É de se esperar que os casos estudados para a trincheira "profunda", que mantêm o nível de água de jusante a uma certa profundidade, são os que apresentarão os melhores resultados em termos de subpressões. Em termos de estabilidade, haverá uma região do solo "poroso" que não ficará saturada após o enchimento do reservatório e, portanto, não terá a sua resistência diminuída, o que poderá contribuir para a estabilidade.

O programa PERCOL foi inicialmente adaptado ao sistema IBM 1130 da Escola de Engenharia de Lins, para o processamento de casos testes com malhas reduzidas de elementos finitos (pequeno número de nós e elementos), definindo a região de fluxo. Posteriormente, o mesmo foi adaptado ao sistema B6700 do Núcleo de Computação Eletrônica da UFRJ, onde foram processados os casos barragem sem sistemas de drenagem, barra-

gem com trincheira drenante e barragem com trincheira mais poços de alívio. O tempo de computação para cada caso, analisado é da ordem de dois minutos.

Posteriormente, os casos do tipo trincheira "profunda" foram processados no sistema IBM 370 do IPEN em São Paulo.

Ao todo, o número de casos analisados foi da ordem de vinte, variando-se os sistemas de drenagem e os contrastes de permeabilidade.

#### Análise das vazões

Nos Desenhos 28 e 29 pode-se verificar que a vazão pela camada de maior permeabilidade pode atingir valores e levados em relação à vazão total de percolação. Para os casos trincheira e trincheira mais poços de alívio, este valor pode chegar até a 56% da vazão total, ao passo que, para os casos trincheira "profunda", atinge a 70% da vazão total.

Aumentando-se a relação  $K_f/K_m$  (permeabilidade da fundação/permeabilidade do maciço) as vazões totais aumentam, ao passo que, aumentando-se a relação  $K_3/K_f$  (permeabilidade da camada mais permeável/permeabilidade da fundação), as vazões totais diminuem.

A influência dos sistemas drenantes na vazão que passa pela camada mais permeável faz sentir-se após o pé do talude de jusante, mas apenas quando esta drenagem atinge a cama

da mais permeável, como nos casos trincheira mais poços de alívio e trincheira "profunda".(Desenho 30)

As vazões totais são menores, quando existe escavação diferencial, mostrando um efeito de "cut-off" parcial desta escavação, pois os caminhos de percolação são aumentados, contornando a região menos permeável que corresponde à escavação preenchida com solo compactado.

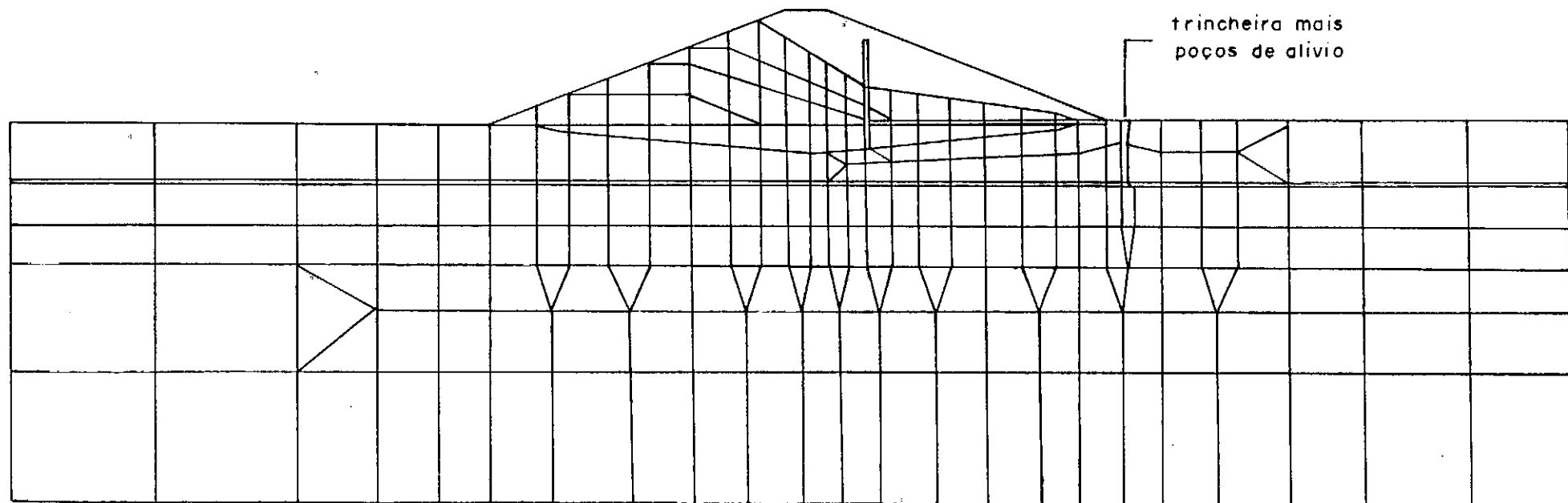
#### Análise das pressões

Tomaremos para a análise da influência dos sistemas de drenagem, nas pressões de percolação, uma linha média pela fundação, que chamaremos de linha "M", que passa entre o contato barragem-fundação e a camada de maior permeabilidade.

Os efeitos benéficos do sistema de drenagem do tipo trincheira "profunda", isto é, que rebaixe completamente o nível de água de jusante para uma cota abaixo do nível do terreno, estão evidenciados nos gráficos de subpressões apresentados no Desenho 31. As pressões de percolação ao longo da linha "M" são menores, em relação aos demais sistemas estudados, e esta diminuição é tanto maior quanto mais nos aproximamos do pé do talude de jusante. No caso estudado, onde o nível de água está na cota 88,0 para o sistema "profundo", e na cota 101,0 para os demais sistemas, portanto com uma diferença de 13,0 metros, a redução das subpressões na linha "M" é da ordem de 25% para os pontos situados abaixo do talude de jusante, aumentando para 50% para pontos próximos ao pé do talude.

Os gradientes hidráulicos na região de saída do fluxo apresentam valores pequenos, mesmo para o caso barragem sem sistemas de drenagem na fundação. A introdução dos sistemas de drenagem diminui nitidamente estes gradientes, como se pode observar, comparando-se a equipotencial 103,84 , definida nos Desenhos 22 e 23. Pequenos valores também são observados nas redes de fluxo em barragens obtidas por método semelhante e apresentadas por BORGES (1975)<sup>4</sup>, AMORIM (1976)<sup>1</sup> e MASSAD (1970)<sup>3 5</sup>.

A concentração de equipotenciais e linhas de fluxo na região onde a linha freática intercepta o filtro vertical, evidencia uma zona de altos gradientes, o que já era esperado.

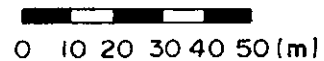


número de nós = 334

número de elementos = 313

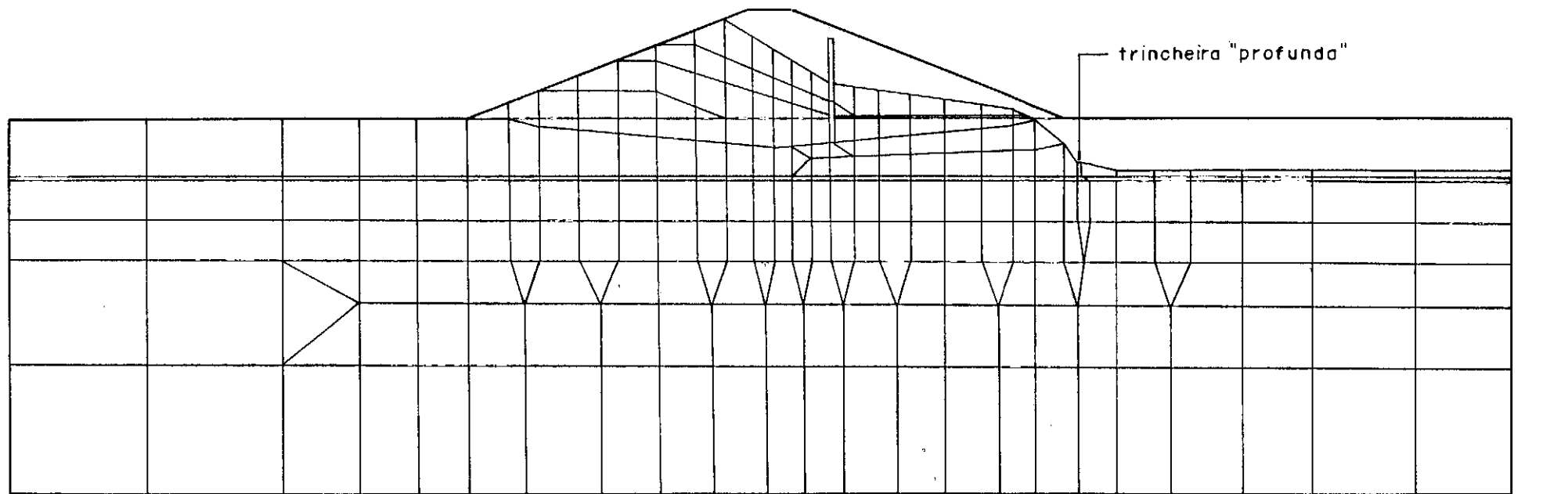
número de materiais diferentes = 10

escala



desenho 20

malha de elementos finitos I

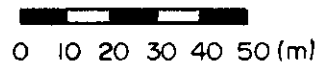


número de nós = 316

número de elementos = 295

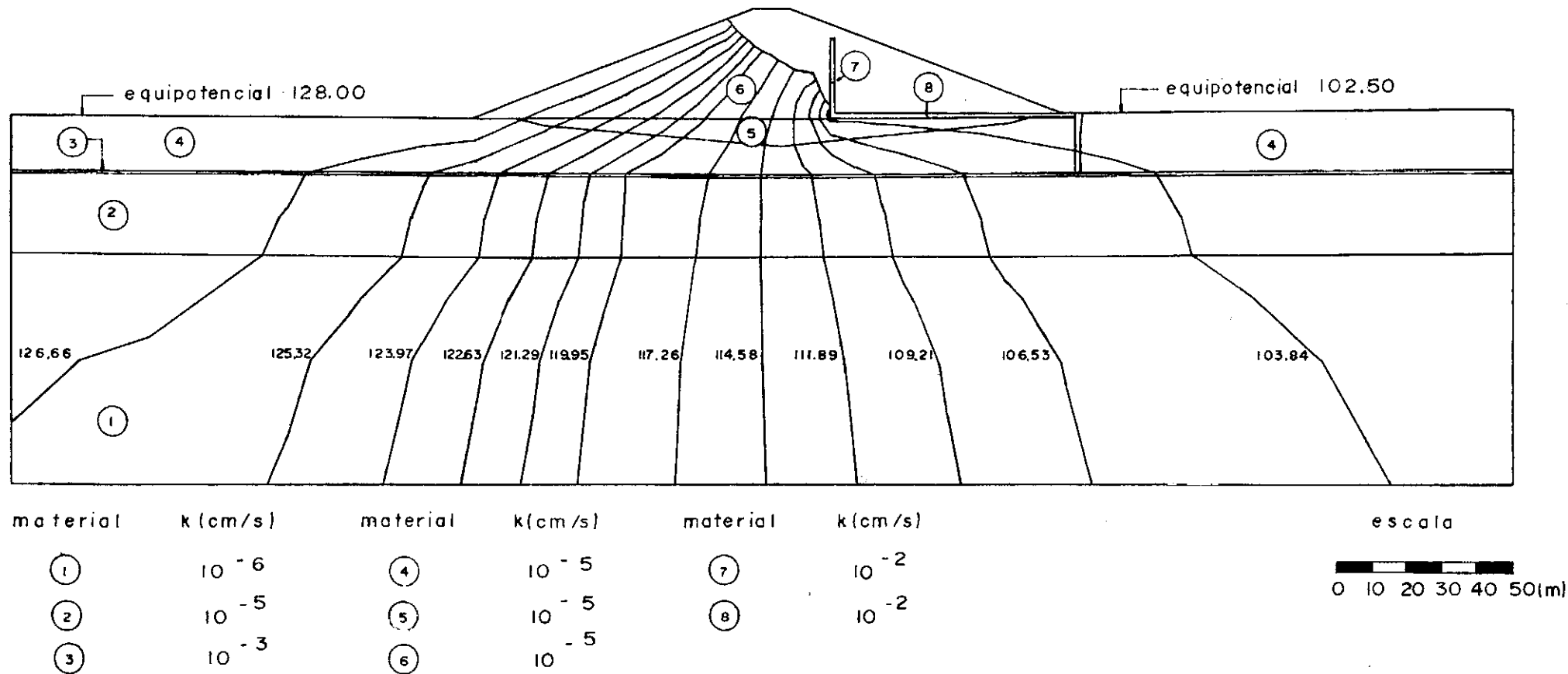
número de materiais diferentes = 9

escala



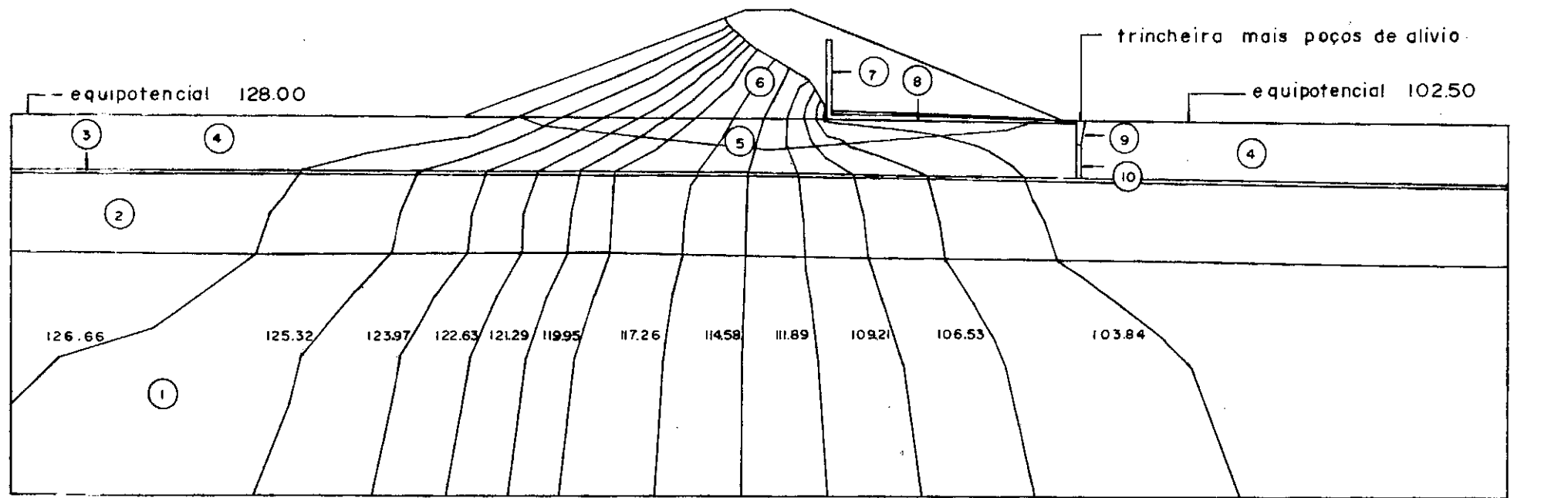
malha de elementos finitos II





desenho 22

equipotenciais para barragem sem sistemas de drenagem, caso EIAI

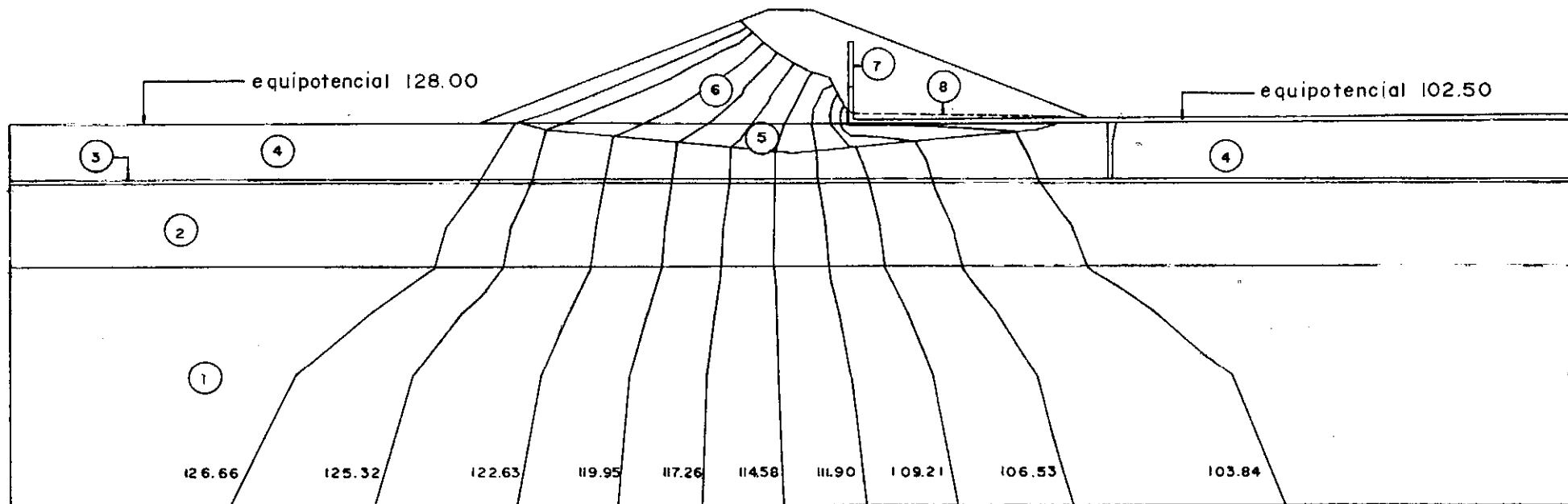


material	k(cm/s)	material	k(cm/s)	material	k(cm/s)
①	$10^{-6}$	④	$10^{-5}$	⑦	$10^{-2}$
②	$10^{-5}$	⑤	$10^{-5}$	⑧	$10^{-2}$
③	$10^{-3}$	⑥	$10^{-5}$	⑨	$10^{-1}$
				⑩	$10^{-2}$

escala



desenho 23

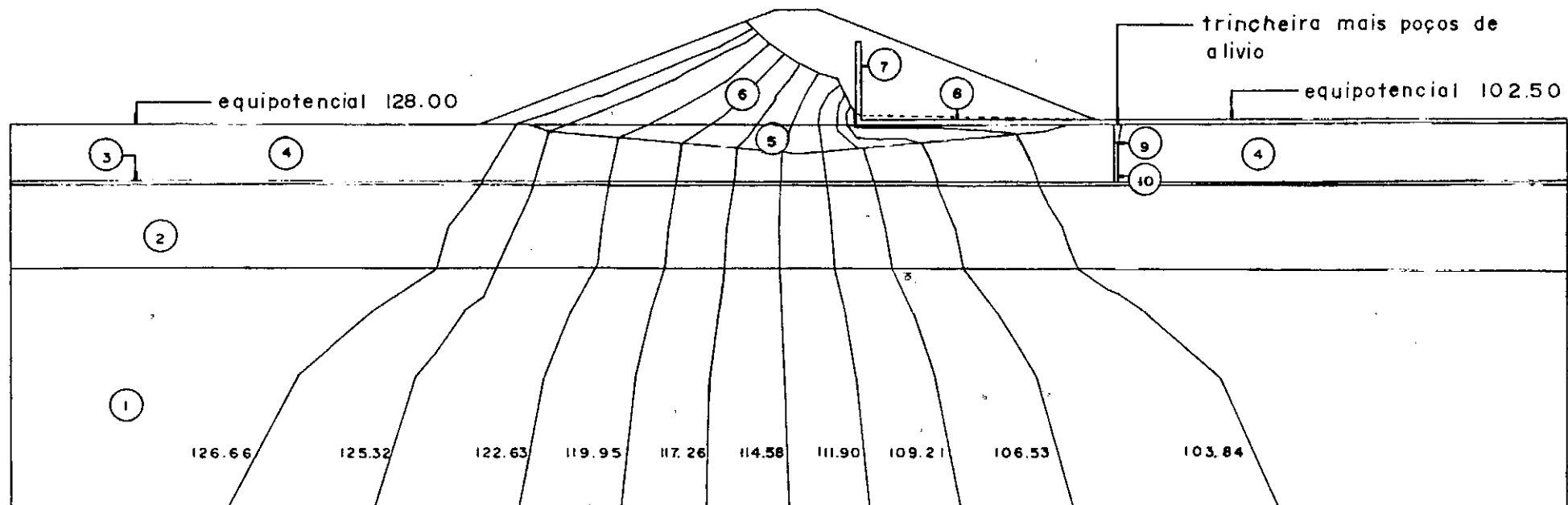


material	k (cm/s)	material	k (cm/s)	material	k (cm/s)
1	$10^{-6}$	4	$10^{-4}$	7	$10^{-2}$
2	$10^{-5}$	5	$10^{-5}$	8	$10^{-2}$
3	$10^{-3}$	6	$10^{-5}$		

escala  
0 10 20 30 40 50 (m)

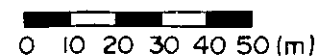
desenho 24

equipotenciais para barragem sem sistemas de drenagem, caso EIA3



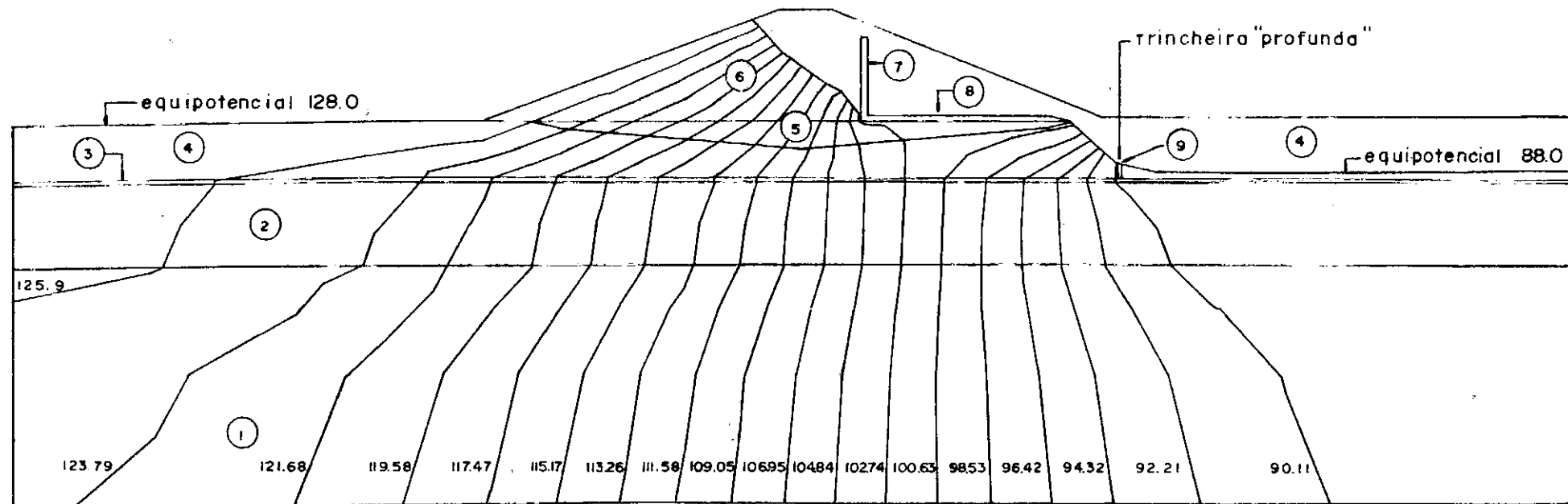
material	k (cm/s)	material	k (cm/s)	material	k (cm/s)
①	$10^{-6}$	④	$10^{-4}$	⑦	$10^{-2}$
②	$10^{-5}$	⑤	$10^{-5}$	⑧	$10^{-2}$
③	$10^{-3}$	⑥	$10^{-5}$	⑨	$10^{-1}$
				⑩	$10^{-2}$


escala



desenho 25

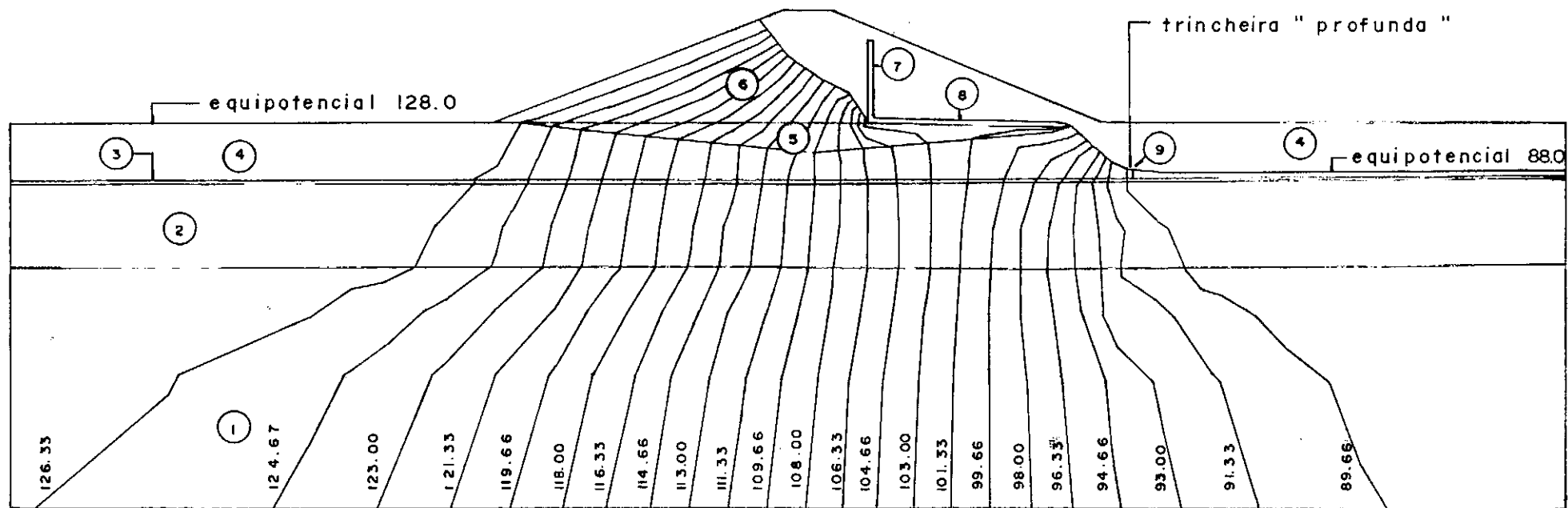
equipotenciais para barragem com sistema de drenagem, caso E1C3



material	k(cm/s)	material	k(cm/s)	material	k(cm/s)	material	k(cm/s)	escala
1	$10^{-6}$	3	$10^{-3}$	5	$10^{-5}$	7	$10^{-2}$	 0 10 20 30 40 50 (m)
2	$10^{-5}$	4	$10^{-5}$	6	$10^{-5}$	8	$10^{-2}$	
						9	$10^{-1}$	

desenho 26

equipotenciais para barragem com sistema de drenagem "profunda", caso EINA1

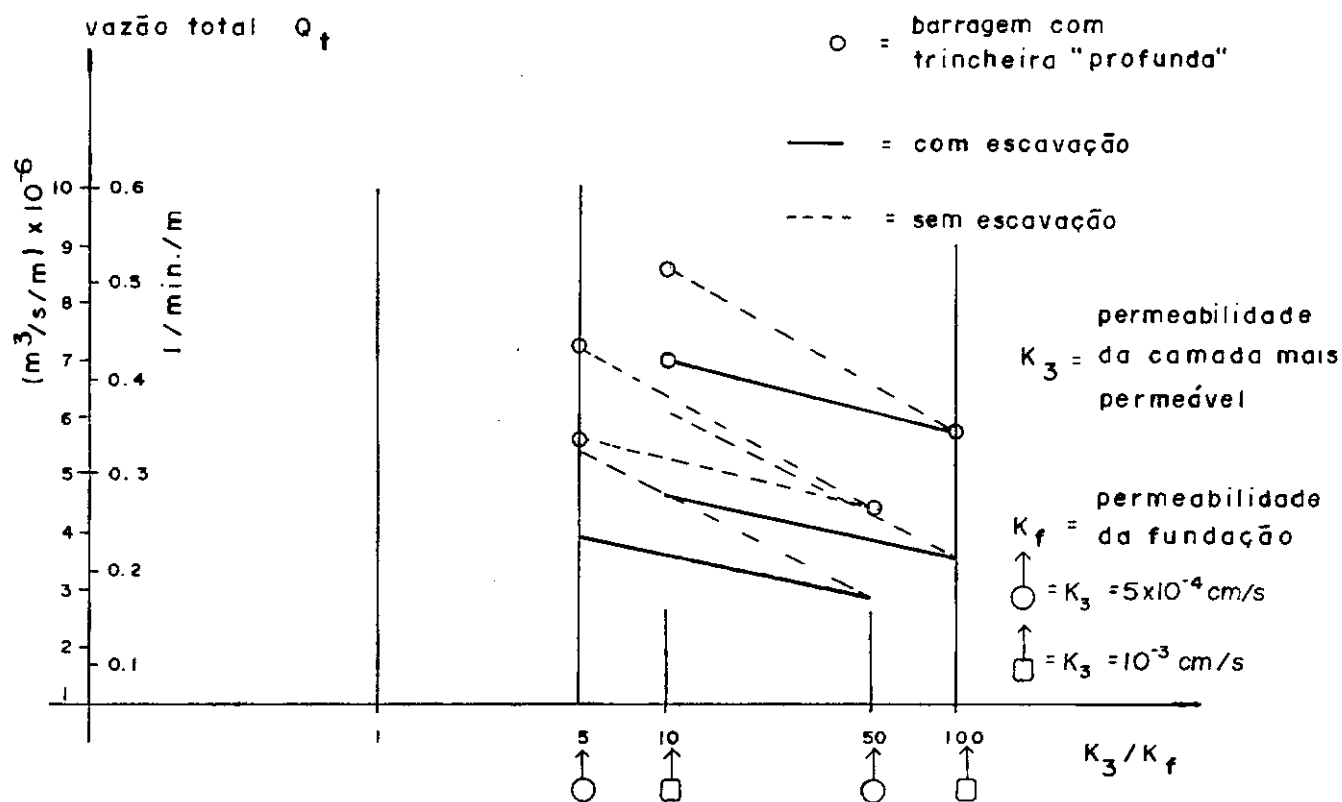
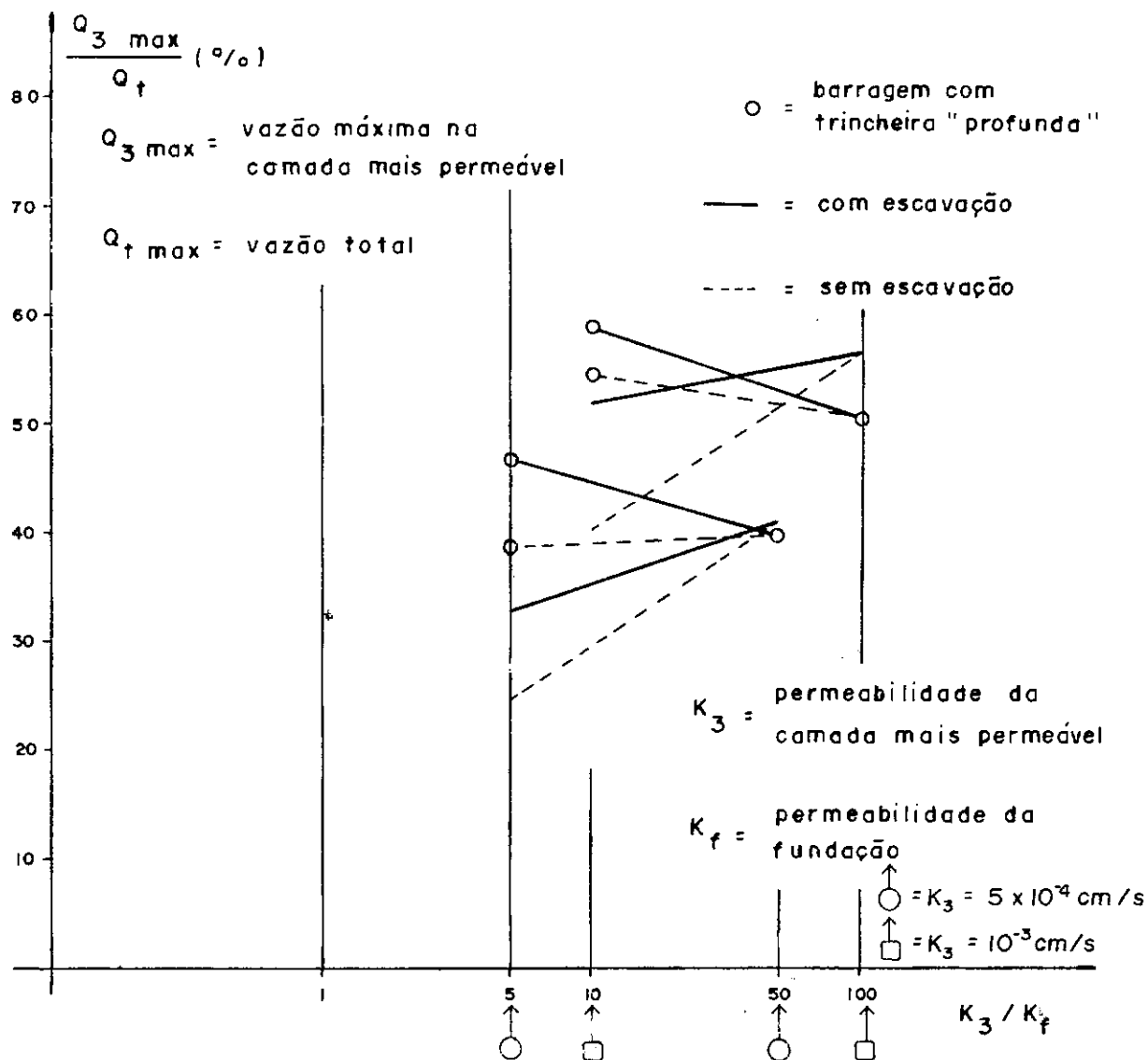


material	k (cm/s)	material	k (cm/s)	material	k (cm/s)
1	$10^{-6}$	4	$10^{-4}$	7	$10^{-2}$
2	$10^{-5}$	5	$10^{-5}$	8	$10^{-2}$
3	$10^{-3}$	6	$10^{-5}$	9	$10^{-1}$

escala  
0 10 20 30 40 50 (m)

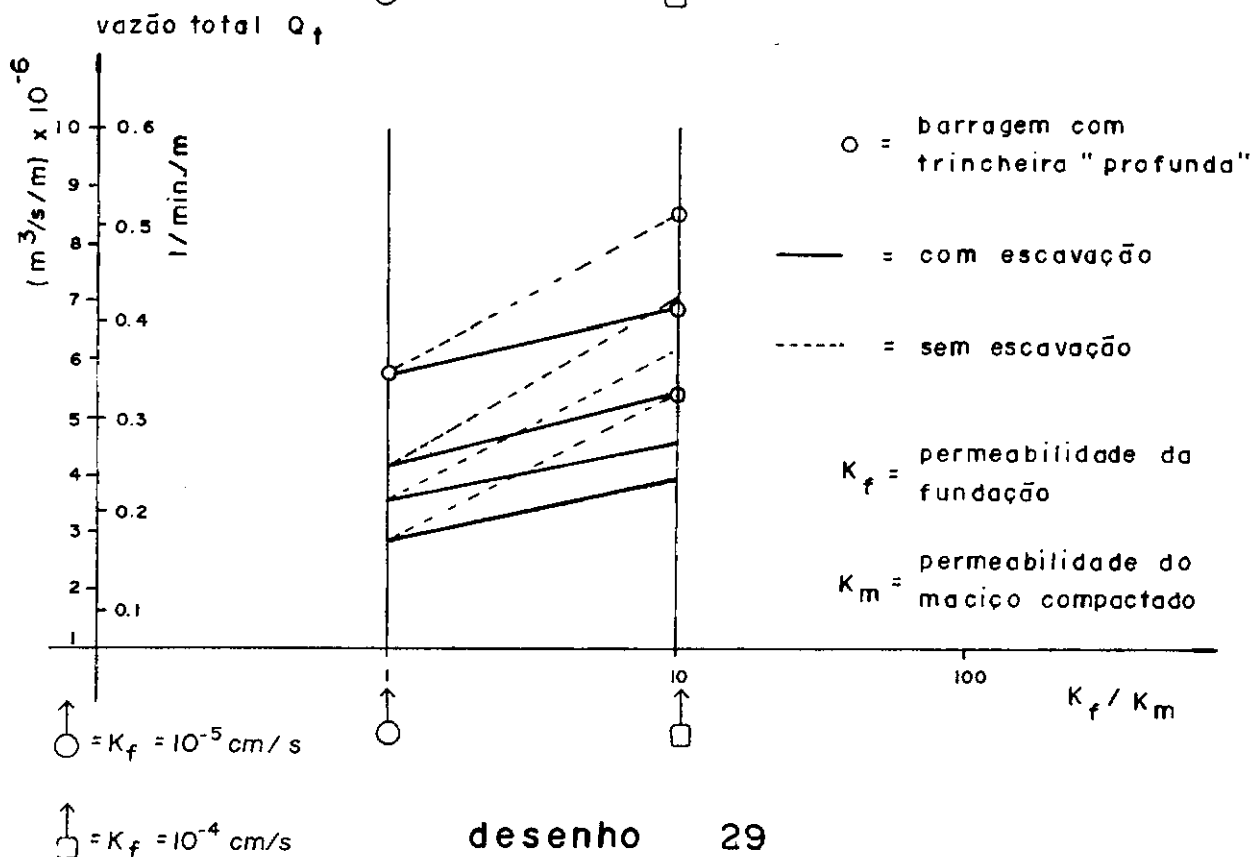
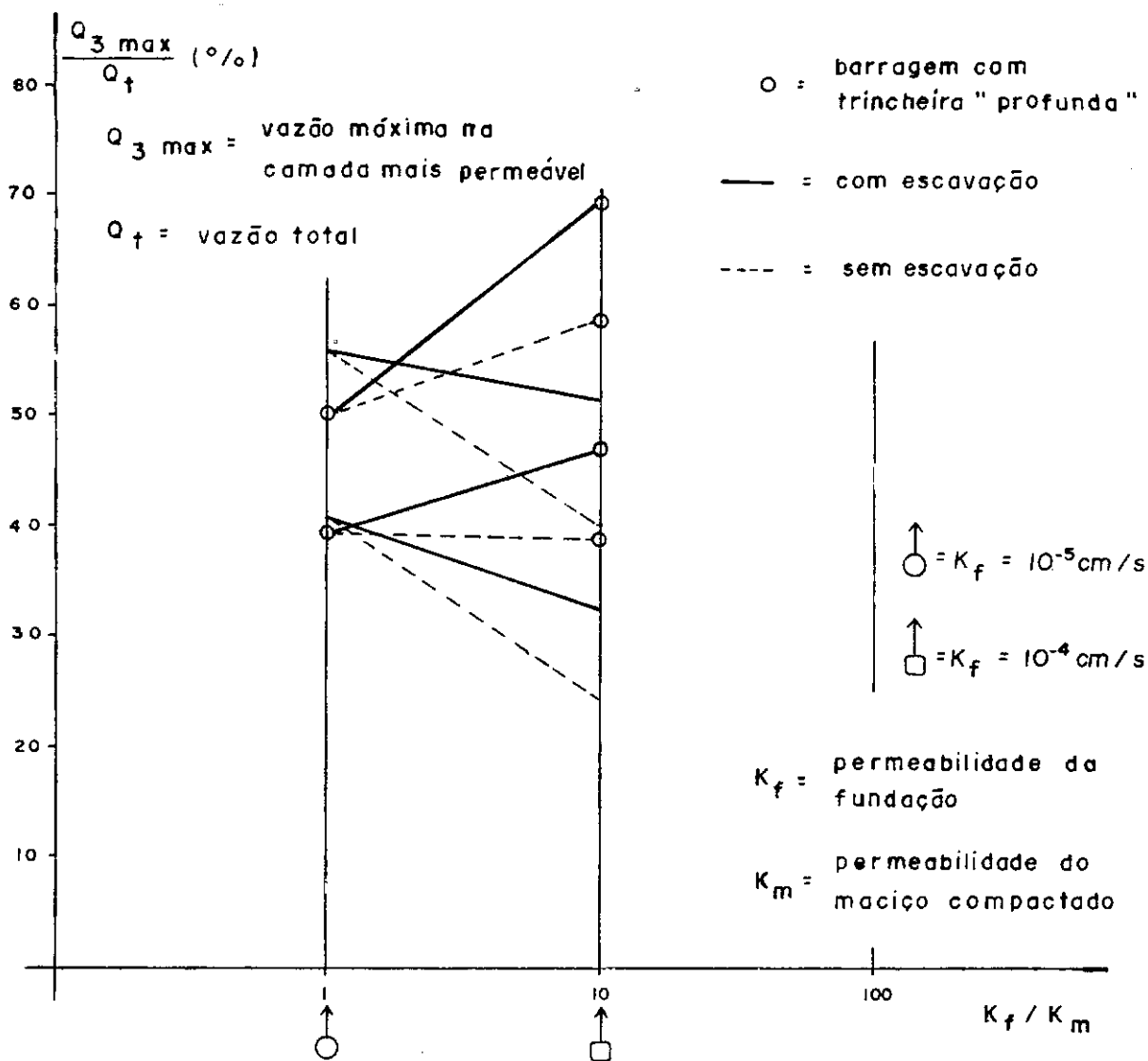
desenho 27

equipotenciais para barragem com sistema de drenagem "profunda", caso E I N A 3

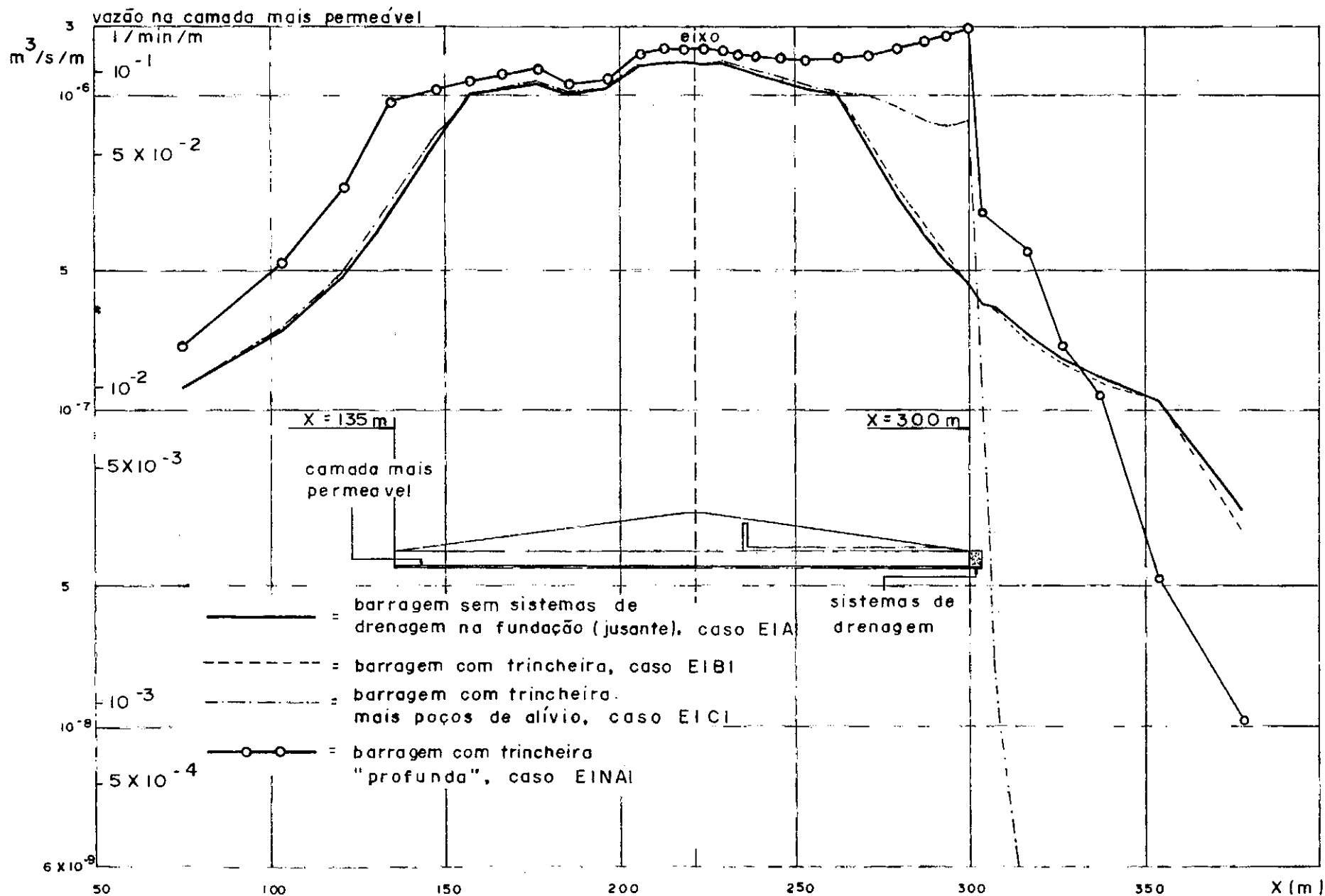


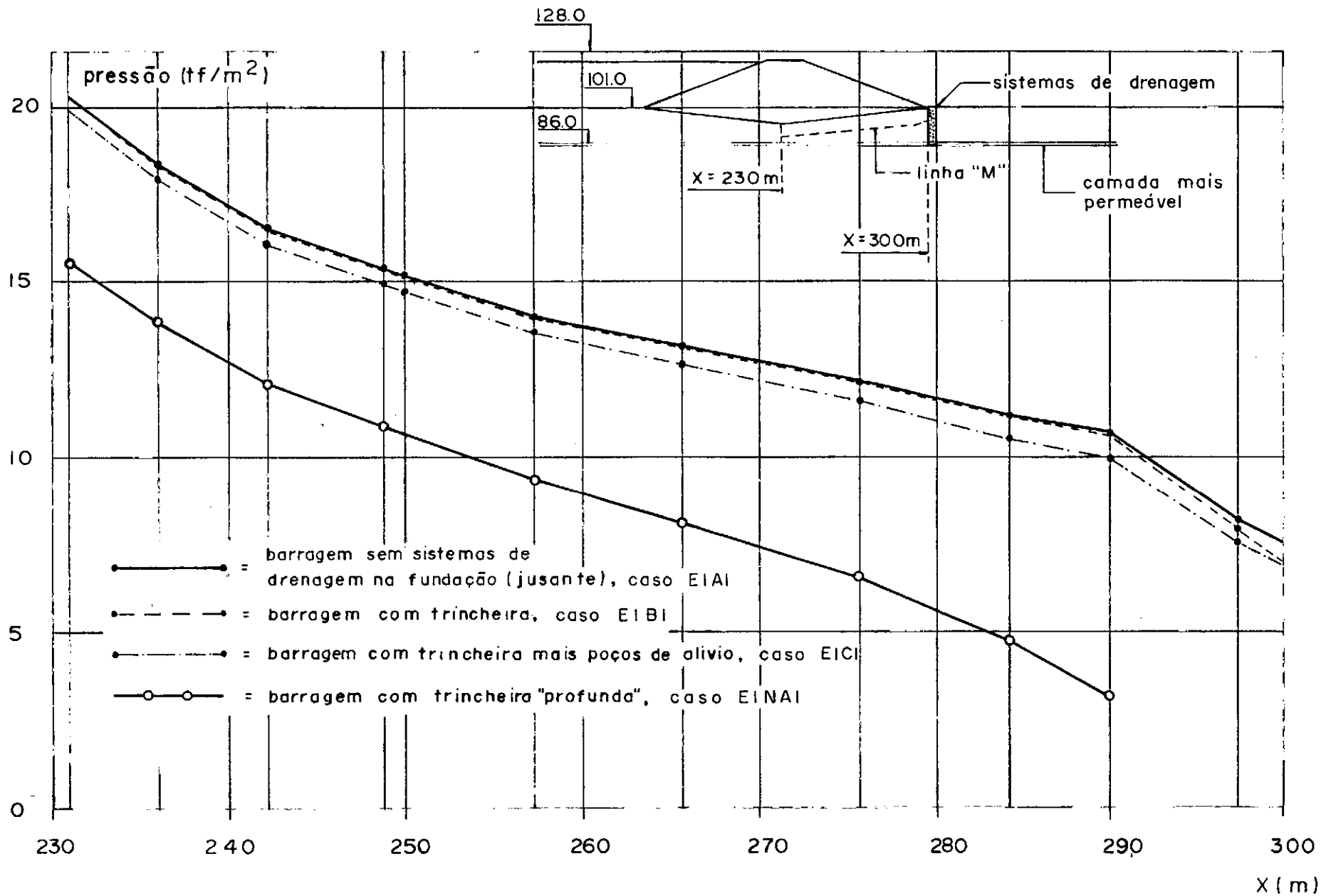
desenho 28

vazões x contrastes de permeabilidade









desenho 31

diagrama de subpressão da linha "M"

## CAPÍTULO VI

### INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DRENANTES NA ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE

VI.1 - Métodos de equilíbrio limite na análise da estabilidade de taludes de barragens.

Dentre os vários métodos existentes, os métodos de equilíbrio limite, que utilizam superfícies circulares, são amplamente utilizados no cálculo de estabilidade de taludes de barragens. O primeiro destes métodos foi o estabelecido por FELLENIUS (1936)<sup>24</sup>, que, analisando rupturas de taludes na Suécia, verificou que as superfícies de ruptura eram aproximadamente circulares. Por outro lado, a verificação do equilíbrio

entre os esforços resistentes e atuantes apresenta uma grande facilidade, quando se trabalha com este tipo de superfície. Posteriormente, surgiram novos métodos, utilizando hipóteses de equilíbrio diferentes daquelas assumidas por Fellenius e suas superfícies não circulares. Dentre estes métodos podemos citar: BISHOP<sup>2</sup>, CORPS OF ENGINEERS<sup>52</sup>, JANBU<sup>29</sup>, SPENCER<sup>46</sup> e MORGENSTERN PRICE<sup>33</sup>. Uma análise detalhada destes métodos e suas aplicações é apresentada por MORAES JUNIOR (1975)<sup>40</sup>, em sua dissertação de mestrado submetida à COPPE. Os três últimos métodos, face a processos iterativos necessários para o cálculo do coeficiente de segurança disponível na superfície estudada, somente são utilizados na prática, através de programas de computador. Estes são os métodos mais precisos.

Para a verificação da estabilidade do talude de jusante da secção de barragem estudada, empregaremos o método de Bishop Modificado, através de um programa de computador denominado BISPO e desenvolvido por Moraes Junior no trabalho já citado, sendo aplicado no estudo da estabilidade de taludes de barragens e apresentando bons resultados. O programa foi adaptado ao sistema IBM 1130 da Escola de Engenharia de Lins, onde foram processados aproximadamente 40 casos, com um tempo de computação de 20 minutos para cada um.

Segundo o mesmo autor, este método apresenta resultados bastante próximos daqueles obtidos com os métodos mais precisos, com variações em torno de 7%.

## VI.2 - Estabilidade do talude de jusante

Foram efetuadas basicamente análises utilizando parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas, considerando as pressões neutras das redes de fluxo, calculadas para os diferentes sistemas de drenagem, e verificando - se, a longo prazo, a influência de cada sistema drenante na estabilidade do talude de jusante. Estas pressões neutras são introduzidas através da definição de uma malha de carga hidráulica total de água.

Os valores adotados para as características dos solos envolvidos são mostrados no Quadro 07.

### VI.2.2 - Resultados obtidos

Uma malha de centro de 42 nós foi ajustada para a pesquisa do círculo de menor fator de segurança para cada caso estudado. Para cada centro, estudaram-se 7 círculos, todos passando pela fundação e espalhados regularmente entre os limites superior e inferior da camada de solo "poroso". A localização da malha de centros bem como os círculos de menor fator de segurança, para alguns casos estudados, está mostrada nos Desenhos 32 a 34.

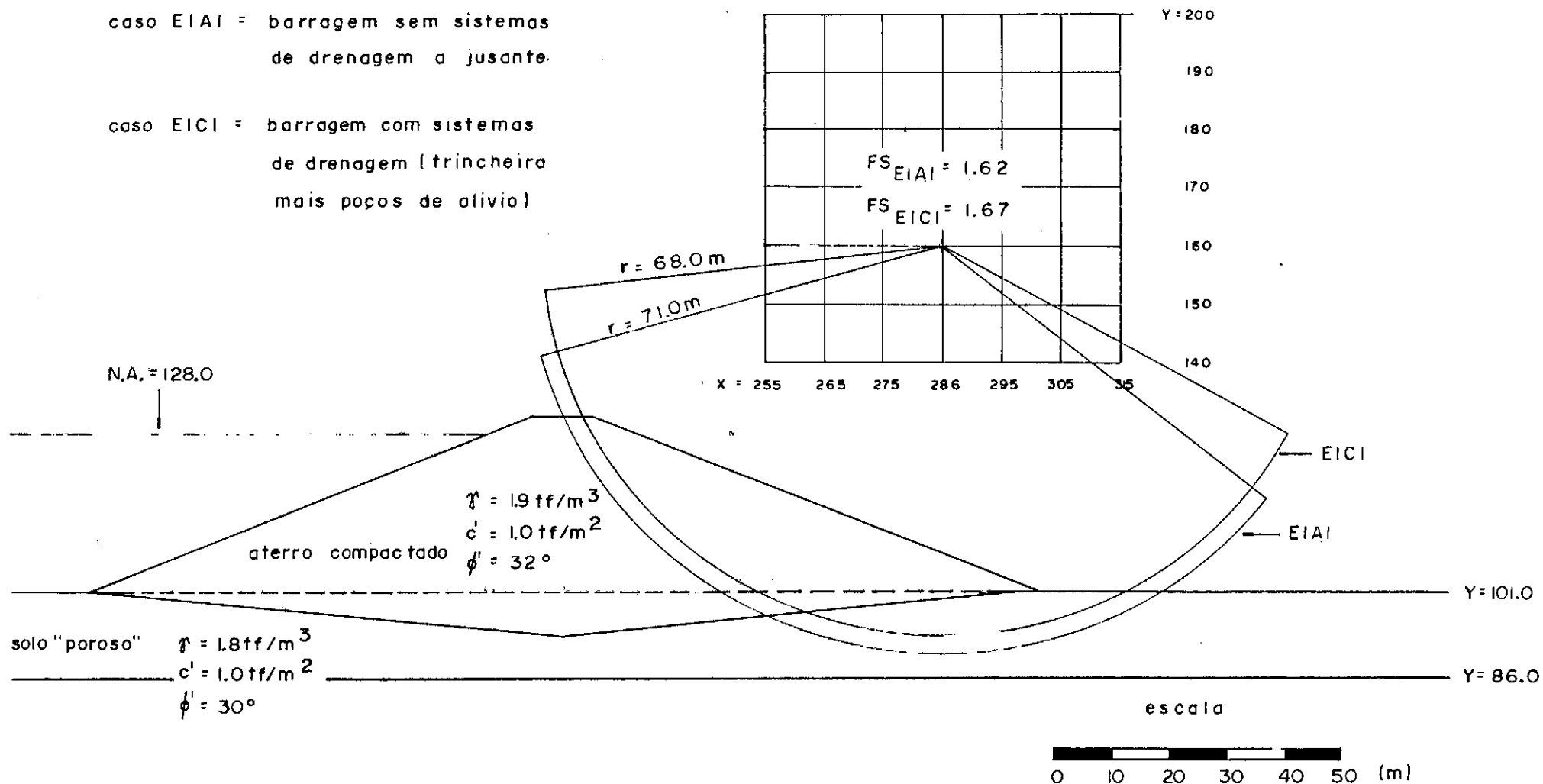
Nos casos em que os sistemas drenantes são trincheira e trincheira mais poços de alívio, os resultados apresentaram valores do coeficiente de segurança da ordem de 1,6 , maiores, portanto, que o valor mínimo geralmente estabelecido nos critérios de projeto que é igual a 1,5. Os círculos correspondentes passam pelo plano médio da camada de solo "poroso".

Confirmando as expectativas, os fatores de segurança para os casos do tipo trincheira "profunda" são maiores, da ordem de 1,9 , valores que correspondem a círculos que tangenciam o limite superior da camada de solo "poroso". Portanto, os círculos que passam pela fundação apresentam valores ainda maiores.

Solo	$c'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )
solo "poroso"	1,0	30	1,80
aterro compactado	1,0	32	1,90
filtros	0,0	33	1,80

caso EIAI = barragem sem sistemas  
de drenagem a jusante.

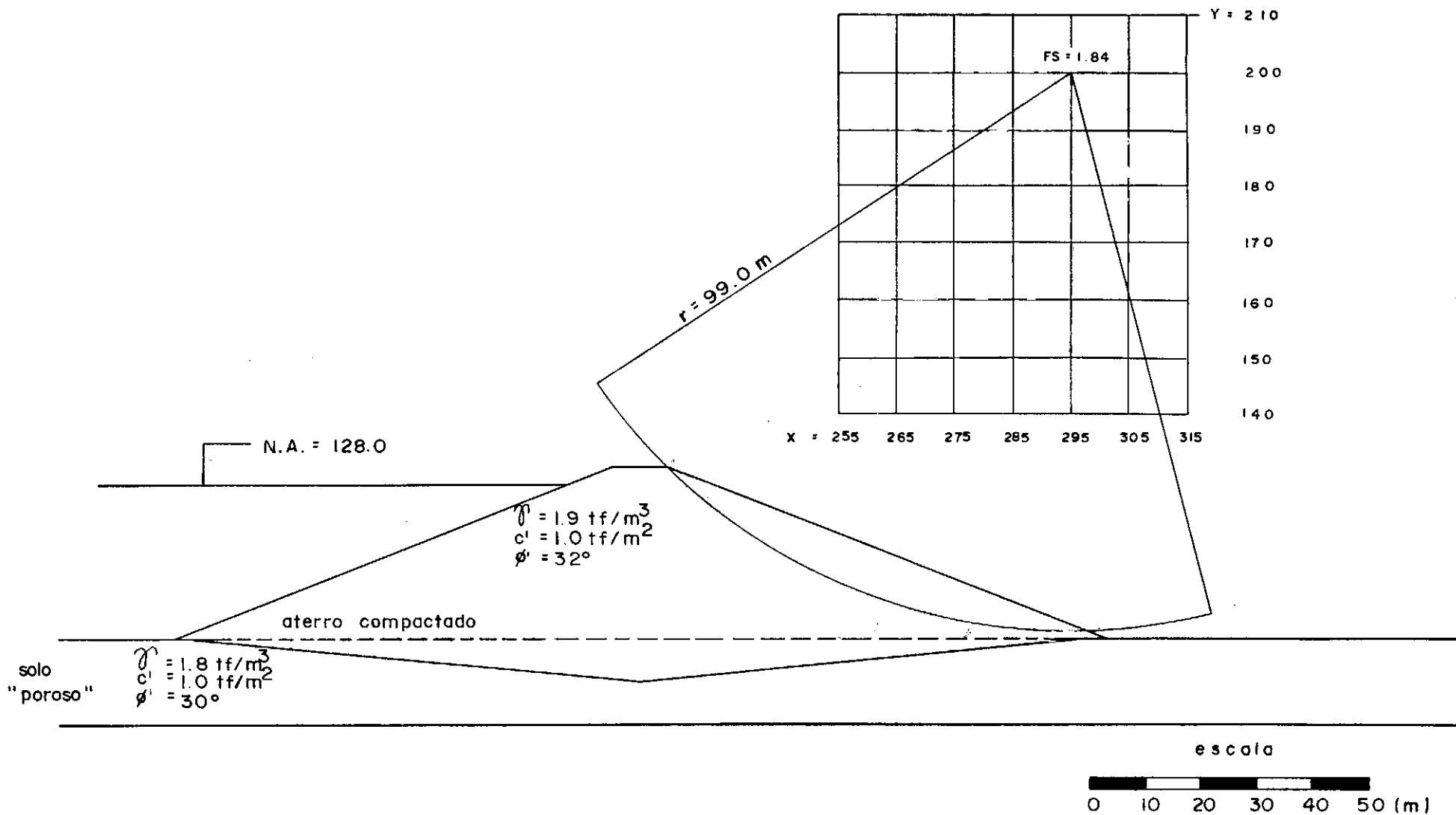
caso EICI = barragem com sistemas  
de drenagem (trincheira  
mais poços de alívio)



desenho 32

análise de estabilidade a tensões efetivas





desenho 33

análise de estabilidade a tensões efetivas  
barragem com sistema de drenagem "profunda"

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSÕES

Analizando-se uma secção típica de barragem de terra homogênea, conclui-se que a solução de drenagem na fundação de jusante que melhor se adapta às condições geotécnicas é aquela que intercepta a camada de maior permeabilidade, na transição solo-rocha, de preferência uma solução que mantenha o nível de água de jusante abaixo do nível do terreno, isto é, que não permita a saturação total do terreno de jusante. Com isto, evitar-se-ão também as chamadas soluções pós-construtivas que, geralmente, levam à implantação de sistemas de drenagem e obras de estabilização, após o enchimento do reservatório.

## APÊNDICE

### FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO FLUXO ESTACIONÁRIO E SUA SOLUÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O fluxo estacionário de água em meios porosos saturados, admitindo-se válida a Lei de Darcy, é descrito pela equação diferencial:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left( K_{ij} \frac{\partial H}{\partial x_j} \right) = 0 \quad (I)$$

$$(i, j = 1, 2, 3)$$

onde  $x_i$  são as coordenadas em relação a um referencial ortonormal,  $K_{ij}$  é o tensor de permeabilidade e  $H$  é a

carga hidráulica

$$H = \frac{p}{\gamma} + z \quad (II)$$

onde  $p$  é a pressão do fluido,  $\gamma$  o peso específico da água e  $z$  a carga de posição em relação a um plano horizontal de referência.

Se o meio for homogêneo ( $\frac{\partial K_{ij}}{\partial x_m} = 0$ ) e isotrópico ( $K_{ij} = K \delta_{ij}$ ) a expressão (I) se reduz a

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x_i \partial x_j} \delta_{ij} = 0 \quad (III)$$

( $i, j, m = 1, 2, 3$ )

As condições de contorno para o domínio onde se processa o fluxo podem ser definidas da seguinte forma:

- a) fronteiras com carga piezométrica fixada;
- b) fronteiras com fluxo fixado;
- c) linha freática, de posição inicialmente desconhecida, onde a carga piezométrica e o fluxo são nulos.

A utilização do método dos elementos finitos na solução numérica da equação diferencial (I) conduz a um sistema de equações numéricas:

$$R_{ij} H_j = 0 \quad (IV)$$

( $i, j = 1, \dots, N$ )

onde  $N$  é o número de pontos nodais da discretização espacial e  $H_j$  o valor da carga piezométrica no ponto nodal  $j$ .

Utilizando a formulação variacional ou a formulação de resíduos pesados teremos:

$$R_{ij} = K_{mn} \frac{\partial N_i}{\partial x_m} \frac{\partial N_j}{\partial x_n} dV \quad (V)$$

$$(i, j = 1, \dots, N)$$

$$(m, n = 1, 2, 3)$$

em que  $N_i$  e  $N_j$  são as funções interpoladoras correspondentes, respectivamente, aos pontos nodais  $i$  e  $j$  e  $V$  é o volume do domínio onde se processa o escoamento.

As condições de contorno para as fronteiras com carga piezométrica fixada ( $H = \bar{H}$ ) são introduzidas através da adição de valores na diagonal principal de  $R_{ij}$  e no vetor de termos independentes, apenas para as linhas correspondentes aos pontos nodais com carga piezométrica fixada. O sistema de equações (V) fica, então:

$$\bar{R}_{ij} H_j = \bar{Q}_i \quad (VI)$$

$$(i, j = 1, \dots, N)$$

Quando não é conhecido o domínio onde se processa o fluxo, como é o caso dos escoamentos não confinados, onde a posição da linha freática também constitui incôgnita do proble

ma, existem, basicamente, dois tipos de procedimentos pelo Método dos Elementos Finitos: processos que utilizam malha variável e processos que utilizam malha constante.

Nos processos que utilizam malha variável, adota-se uma posição inicial para a linha freática. Com esta malha inicial, obtém-se uma solução que permite verificar se as condições de contorno para a linha freática estão ou não satisfeitas nos pontos nodais sobre essa linha, ajustando-se, então, as coordenadas desses pontos.

Esta alteração (e geralmente também as de outros pontos, de forma a permitir uma deformação global do conjunto) dá origem a uma nova malha com a qual se obtém uma nova solução, até que, através de iterações sucessivas, obtém-se uma posição final para a linha freática, de tal forma que as suas condições naturais de contorno sejam alcançadas.

Esta técnica de malha variável provoca alterações na matriz  $\bar{R}_{ij}$ , em cada iteração, levando à resolução de um sistema de equações diferentes, em cada passo.

Nos processos de malha constante, a região onde o correrá o fluxo é subdividida em elementos com uma malha que permanece invariável ao longo de um processo iterativo em que se procura garantir que a superfície  $H = z$ , encontrada para a solução correspondente a um determinado passo, obedeça à condição de contorno natural.

Este procedimento foi proposto por DESAI (1973)<sup>23</sup> e consiste basicamente em:

- a) efetuar um primeiro cálculo e obter a superfície correspondente;
- b) calcular os fluxos que atravessam essa superfície de pressão nula e discretizá-los nos pontos nodais dos elementos envolvidos;
- c) obter uma nova solução, através da introdução dos fluxos discretizados com o sinal contrário, como fluxos internos impostos;
- d) prosseguir o processo iterativo até que a diferença entre duas soluções consecutivas seja considerada pequena.

A matriz  $\bar{R}_{ij}$  permanece sempre a mesma ao longo do processo, o que leva a uma economia nos tempos de computação.

Mais recentemente, BATHE (1979)<sup>5</sup> propôs um novo procedimento para o processo com malha constante, denominado método de permeabilidade variável, o qual se baseia na introdução de uma relação de dependência entre as características do meio e a carga piezométrica, CORREIA (1979)<sup>17</sup>: se a pressão na água for negativa ( $H < z$ ), a permeabilidade do meio é considerada nula ( $K_{ij} = 0$ ) e, se a pressão for positiva ou nula ( $H \geq z$ ), a permeabilidade do meio assume o valor real. É possível, assim, satisfazer a condição natural de contorno na superfície  $H = z$ , uma vez que esta passa a constituir contorno de uma zona impermeável.

BIBLIOGRAFIA

(\*) = referências não citadas no texto

1. AMORIM, Paulo Cêzar - Análise da percolação na barragem de Curuá-Una pelo método dos elementos finitos - Tese M.Sc. apresentada à COPPE, Rio de Janeiro, 1976
2. BISHOP, A. W. - The use of the slip circle in the stability analysis of slopes - Geotechnique, 1955
3. BISHOP, A. W.; HENKEL, J. - The Measurement of Soil proper  
(\*) ties in the triaxial test - Edward Arnold Ltd., 1972
4. BORGES, Carlos Martins - Fluxo estacionário plano ou axis-simétrico em meios porosos pelo método dos elementos finitos - Tese de M.Sc apresentada à PUC, Rio de Janeiro, 1975.
5. BATHE, K. J. et al. - Finite element free surface analysis without mesh iteration - Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 3, nº 1, 1979.
6. CESP - Companhia Energética de São Paulo S.A. - Relatório nº 3695 do IPT para a Cesp, 1964.
7. CESP - Companhia Energética de São Paulo - Relatório nº 4220 do IPT para a CESP, 1965.
8. CRUZ, Paulo Teixeira da - Propriedades de engenharia em solos residuais compactados da região Centro-Sul, Brasil. São Paulo, EPUSP, 1967. v.1, 191 p. il.; 1969. v.2, 130 p. il.
9. CEDERGREN, H. R. - Seepage, Drainage and Flow Nets. John  
(\*) Wiley and Sons. Inc., 1967



10. COZZOLINO, Vera M. N. ; CHIOSSI, Nivaldo José - A Bacia Sedimentar de São Paulo. SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1a., São Paulo. 1969.  
Anais... São Paulo, Associação Paulista de Geologia Aplicada. 1969. v.1, 39 p. il.
11. CESP - Companhia Energética de São Paulo. Relatório S/24/73. Laboratório Central de Engenharia Civil, Cesp, Ilha Solteira, 1973
12. CESP - Companhia Energética de São Paulo. Relatório nº 6989 do IPT para a CESP, 1973.
13. CRUZ, Paulo Teixeira da - Estabilidade de Taludes, São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1973, 103 p. il.  
(\*)
14. CESP - Companhia Energética de São Paulo. Relatório S/19/74: Enchimento do lago de Ilha Solteira - Observações e comentários, 1974. Laboratório Central de Engenharia Civil, Cesp, Ilha Solteira, 1974.
15. CRUZ, Paulo Teixeira da - Relato Geral para o tema I : a Geologia de Engenharia no estabelecimento de critérios brasileiros de projeto. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2º, 1978. Anais... São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1978, v. 3, tema I
16. CRUZ, Paulo Teixeira da - Intervenção. SEMINARIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 12º, São Paulo, 1978 .  
Anais... São Paulo, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1978, v.3, tema II, p. 238
17. CORREIA, Rui - O método de permeabilidade variável na análise por elementos finitos dos escoamentos em meios porosos. Geotecnia, Lisboa, nº 27, p.95,1979

18. DÊCOURT, Luciano - Compressibilidade de ombreiras: algumas considerações aplicáveis ao caso da barragem de Promissão. SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 59, Rio de Janeiro, 1968.
19. DUDLEY, John - Review of Collapsing Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1970. Proceedings of the American Society fo Civil Engi-neers, Vol. 96, SM3, p. 925-947.
20. DEERE, D. U. ; PATTON, E. D. - Slope stability in residu-al soils. State-of-the-Art Paper. Congresso Paname-ricano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Funda-ções, 49, Porto Rico, 1971. Anais..., Porto Rico, International Society for Soils Mechanics and Foun-dation Engineering, 1971.
21. DÊCOURT, Luciano - Comparação entre recalques previstos e observados do terreno de fundação da barragem de Promissão. SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRA-GENS, 79, Rio de Janeiro, 1971. Anais... Rio de Ja-neiro, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1971, v. 2, tema I, 5 p. il.
22. DESAI, C. S. - Finite element procedures for seepage ana-lisys using an isoparametric element. Symposium on the Aplications of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Vicksburg, v. II, 1972.
23. DESAI, C.S. - Finite element residual schemes for unconfi-ned flow, Int. Journal for Numerical Methods in En-gineering, vol. 10, 1976  
(\*)
24. FELLENIUS, W. - Calculation of estabillity of Earth Dams. Congress on Large Dams, 2<sup>nd</sup>, Stockolm, 1936.

25. FINN, W. L. - Finite element analysis of seepage through dams, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM6, 1967.
26. FOX, Cyril S. - Laterites, Encyclopedia Britannica, p. (\* ) 740.
27. HAAR, M. E. - Groundwater and Seepage. McGraw-Hill Book (\* ) Company Inc., 1962, 315 p.
28. JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K - The additional settlement of foundation due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4<sup>th</sup>, Londres, 1957. Proceedings. ... Londres, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957, 3a. sessão; trabalho 3a/12, p. 316-319
29. JANBU, N. - Slope Stability Computations - Embankment Dam Engineering - John Wiley and Sons, 1973.
30. LAMBE, T. W. - Stress Path Method. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 93, SM6, 1967.
31. LITTLE, A. L. - The engineering classification of residual tropical soils. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7a., México, 1969. Proceedings..., México, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, v. 1, p. 1
32. LOPES, Francisco de Rezende - Análise do controle de água em escavações pelo método dos elementos finitos. Tese de M.Sc. COPPE, Rio de Janeiro, 1974.

33. MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. - The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, March, 1965.
34. MELLO, Victor F. B. de - Deformação de fundações de barragens de terra e suas consequências. Seminário Nacional de Grandes Barragens, 59, Rio de Janeiro, 1968. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1968.
35. MASSAD, Faïçal; MORI, Mário - Considerações sobre o uso do método dos elementos finitos em problemas de percolação. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 49, Rio de Janeiro, 1970. Anais... Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1970. v.1, tomo 2, 1a. sessão, 16 p. il.
36. MEDINA, Jacques - Solos residuais. Seminário sobre propriedades mecânicas dos solos residuais, Rio de Janeiro, 1970, COPPE.
37. MELLO, Victor F. B. de - Thoughts on soil engineering applicable to residual soils. Reprint from Proceedings of the Third Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1972, 34 p. il.
38. MASSAD, Faïçal - Características geotécnicas das argilas porosas vermelhas de São Paulo. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 59, São Paulo, 1974. Anais... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974, v.2, tema 4, p. 131-144. il.
39. MELLO, Victor F. B. de - Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineer-

ring in Brazil. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6<sup>th</sup>, Durban, South Africa, 1975, p. 285-304.

40. MORAES JÚNIOR, Luciano J. - Algumas considerações práticas a respeito da análise de estabilidade de taludes. Tese de M. Sc. apresentada à COPPE, Rio de Janeiro, 1975.
41. MASSAD, Faíçal - Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo. Mesa Redonda sobre os aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo, São Paulo, 1980. Anais... São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1980, p. 53-93.
42. NEUMAN, S. P.; Witherspoon, P. A. - Finite element method of analysing steady seepage with a free surface, Water Resources Research, v. 6, nº3, 1970.
43. NOGAMI, J. S.; UTIYAMA, H.; VILIBOR, D. F. - Pavimentação Econômica. Revista DER, nº 124, São Paulo, 1977.
44. OLSEN, H. W. - Hydraulic Flow through saturated clays. National Conference on Clays and Clay minerals, 1962, p. 131-161.
45. QUEIROZ, Lincoln A. - Compressible foundation at Três Marias earth dam. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1<sup>st</sup>, México, 1960. Proceedings... México, Sociedade Mexicana de Mecânica de Suelos, 1960, v. 2, p. 763-776, il.  
(\*)
46. SPENCER, E. - A method of analysis of the stability of embankments. Geotechnique, vol 17, pp 11-26.
47. SCHERRER, Hans U. - Dam foundation settlements due to satu

- ration. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6a., Montreal, 1965. Proceedings... Montreal, National Research Council of Canada, 1965, v.2, tema 6-25, p. 542-545, il.
48. SIGNER, Shoshana - Alguns aspectos da deformabilidade da barragem de terra de Ilha Solteira. Seminário Nacional de Grandes Barragens, 9º, Rio de Janeiro, 1973. Anais ... Rio de Janeiro, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1973, v.2, tema 2, 13 p.
49. SILVEIRA, J. F. A., AVILA, J. P., MACEDO, S. S. - Influência da compressibilidade do solo de fundação da barragem de terra de Água Vermelha nas variações de permeabilidade da fundação. Seminário Nacional de Grandes Barragens, 12º, São Paulo, 1978.
50. TAYLOR, R. L., BROWN, C. B. - Darcy flow solutions with a free surface. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 1967.
51. U. S. ARMY, CORPS OF ENGINEERS - Soil Mechanics Design See (\*) page Control - EM 1110-2-1901. Department of the Army, Washington, 1952.
52. U. S. ARMY, CORPS OF ENGINEERS - Stability of Earth and Rock-fill Dams - EM 1110-2-1902. Department of the Army, Washington, 1970.
53. VARGAS, Milton - Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3a., Zurique, 1953. Proceedings..., Zu-

rique, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1953, v. 1, 1a. sessão, trabalho 1/17, p. 72-75, il.

54. VARGAS, Milton - Origem, propriedades e natureza de solos residuais indeformados. Seminário sobre Propriedades Mecânicas dos Solos Residuais, Rio de Janeiro, 1970. Publicação nº 2/70, Rio de Janeiro, COPPE, 1970.
- (\*)
55. VARGAS, Milton - Intervenção. Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5<sup>th</sup>, Luanda, 1972, 1972, Anais...
56. VARGAS, Milton - Fundações de barragens de terra sobre solos porosos. Seminário Nacional de Grandes Barragens, 8ª, São Paulo, 1972. Anais ... São Paulo, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1972. v. 1, tema I, 18 p. il.
57. VARGAS, Milton - Structurally unstable soils in Southern Brasil. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8<sup>th</sup>, Moscou, 1973. Proceedings ... Moscou, USSR National Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973. v.2, tomo 2, 4a. sessão, trabalho 4/40, pp. 239 - 246, il.
- (\*)
58. VARGAS, Milton - Engineering properties of residual soils from South-Central Region of Brasil. International Congress of the Intern. Association of Engineering Geology, 2<sup>nd</sup>, São Paulo, 1974. Proceedings... São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1974, vl 1, tema 4, trabalho PC-5.

59. VILLIBOR, Douglas F. et al. - Os solos arenosos finos - estado atual de sua utilização em bases de rodovias paulistas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo, 1974. Anais ...
- (\*)
60. VARGAS, Milton; HSU, Serge J. C. - Design and performance of Ilha Solteira embankments. Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5º, Buenos Aires, 1975. Anais ... Buenos Aires, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, v.2, 5a. sessão, p. 199-218, il.
61. VIOTTI, Cássio B. - Instrumentação das fundações em São Simão. Seminário Nacional de Grandes Barragens, 10º, Curitiba, 1975, v.2, tema 3, 16 p. il.
62. ZIENKIEWICZ, O. et al. - Solution of anisotropic seepage by Finite Elements. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 92, EM1, Proc. Paper 4676, February, 1966.
63. WOLLE, Cláudio M. - Uso do microscópio de varredura na observação da microestrutura das argilas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1974. Anais ... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974. v.2, tema 4, p. 115-129. il.